



Análisis de los perfiles vertedores de los embalses de la provincia Holguín

Autora:

Mayvileyvis Rodríguez Robles

Trabajo de diploma en opción al título de Ingeniera Hidráulica

Santiago de Cuba

Junio, 2019



**Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Hidráulica**

Análisis de los perfiles vertedores de los embalses de la provincia Holguín

Autora:

Mayvileyvis Rodríguez Robles

Tutores:

Ing. Adriel Reyes Gómez
DrC..LiberGalbánRodriguez

Santiago de Cuba

2019

PENSAMIENTO:

La humanidad necesita hombres prácticos, que saquen el mayor provecho de su trabajo y, sin olvidar el interés general, salvaguardar sus propios intereses. Pero la humanidad también necesita hombres soñadores, para quienes el desarrollo de una tarea sea tan cautivante, que le resulte imposible dedicar su atención a su propio beneficio.

Marie Curie.



DEDICATORIA:

A Dios

Por ser la luz que me ha guiado. Por ser el inspirador y darme fuerzas para continuar en este proceso de obtener unos de mis sueños más anhelados. Gracias por haberme permitido llegar hasta aquí y haberme dado salud para lograr mis objetivos.

A mis Padres

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, por sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada por su amor incondicional.

A mis Hermanas

Por estar siempre presente, por su apoyo y cariño, las amo infinitamente.

A mi Carlos Manuel Hidalgo Verdecía

Por su amor, permanente cariño y comprensión, por creer en mí siempre. Por su paciente espera y su presencia en los momentos más difíciles de mi vida.

AGRADECIMIENTOS:

- A mis tutores, por su guía y dedicación, porque sin ellos no hubiese sido posible la realización de este proyecto.
- A todos los profesores del Departamento de Ingeniería Hidráulica, por su esfuerzo y ejemplo durante estos años.
- A los compañeros de trabajo de la empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Holguín RAUDAL (Pedro, Sandra, María, Idalmis, Diego, Leo, Leidis).
- A mis padres, mis hermanas y a Pooh, mi motivación más grande para concluir con éxito mi carrera.
- A mi amiga y hermana Yailén Balada Duarte, Leticia, William y Alejandro, por ser mi segunda familia en estos años de universidad y abrirme las puertas de su corazón.
- A Andy Arencibia Lara, por estar siempre ahí cuando lo necesité.
- A Yoli y Eliza mis amigas hermanas civiles, que estamos juntas desde el primer día de universidad, las quiero mucho. Gracias por siempre estar ahí para mí.
- A mis amigas Chiquilina y Betty por TODO.....
- A mis ovejos del alma Pedro, Eva, Ariel y Anita, Mere, Yoel, por los buenos y malos momentos juntos, porque con ustedes aprendí que el trabajo en equipo divide el trabajo y aumenta los resultados, por su apoyo. Gracias por su valiosa amistad, los grandes momentos vividos y sentimientos compartidos.
- A mi abuela Milva, tía Tania, Beatriz, tía Ana Rosa, Katy, Glenis, por su afecto y cariño donantes de mi felicidad, mi esfuerzo y mis ganas de seguir.
- A Yeyi , gracias por ayudarme a realizar mi sueño.

RESUMEN

Más de un tercio de las roturas de presas que han ocurrido en el planeta han tenido su origen en el diseño inadecuado de sus aliviaderos. La provincia Holguín cuenta con un total de 21 embalses, donde, para su explotación se utilizan los parámetros de diseño. Estas informaciones se solicitan a la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos, perteneciente a la Delegación de Recursos Hidráulicos de la provincia Holguín, para actualizar los datos de los perfiles vertedores de los aliviaderos.

Debido al tiempo de explotación y los cambios climáticos; así como los asentamientos y otros factores, existe la necesidad de actualizar y ajustar los parámetros de funcionamiento hidráulico de los vertedores de todos los aliviaderos de las presas de la provincia, precisando los niveles y caudales de vertimiento reales, con el empleo de técnicas informáticas,

El análisis de esta problemática, contribuirá a su actualización y permita la reparación de la sección vertedora de las presas en caso de ser necesario, cuando la magnitud de desviación en sus parámetros de funcionamiento sea alta, .y posibilitando además, la proposición de medidas ingenieras para la reparación o ajuste de los parámetros de los mismos.

ABSTRACT

More than a third of the dam breaks that have occurred on the planet have had their origin in the inadequate design of their spillways. Holguín province has a total of 21 reservoirs, where design parameters are used for its exploitation. This information is requested from the Research and Hydraulic Projects Company, belonging to the Hydraulic Resources Delegation of the Holguín province, to update the data of the spillway profiles.

Due to the time of exploitation and climate changes; As well as the settlements and other factors, there is a need to update and adjust the parameters of hydraulic operation of the spillways of all the spillways of the dams of the province, specifying the levels and real discharge flows, with the use of computer techniques,

The analysis of this problem will contribute to its updating and allow the repair of the spill section of the dams if necessary, when the magnitude of deviation in their operating parameters is high, and also allowing the proposal of engineering measures, for the repair or adjustment of the parameters of them.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	9
CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE DE LOS ALIVIADEROS.	12
1.1 Generalidades de las presas y los aliviaderos.	12
1.1.2 Conceptos generales sobre Aliviaderos.....	14
1.2 Clasificación de los aliviaderos.	14
1.2.1 Clasificación de los aliviaderos según su ubicación	15
1.2.2 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de conducción	16
1.2.3 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de construcción	16
1.2.4 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de vertimiento	16
1.2.5 Clasificación de los aliviaderos atendiendo a la protección de la cortina.....	18
1.3 Componentes del aliviadero.....	19
1.4 Tipos de Perfiles Vertedores en aliviaderos.....	21
1.5 Ecuación fundamental del vertedor	22
1.6 Diseño hidráulico de la sección de control vertedora	23
1.7 Coeficiente de gasto.....	25
1.8 Vertedores Poligonales o de umbral ancho.....	27
1.8.1. Criterios de diseño.....	28
1.9 Vertedores de perfil práctico sin vacío.	31
1.9.1. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre.	32
1.9.2 Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento regulado.....	35
1.10 Vertedores de perfil práctico con vacío	36
1.10.1 Características generales de los perfiles prácticos con vacío de tipo elíptico	37
1.10.2 Criterios para el diseño.....	39
1.11 Factores técnico-económicos que determinan la ubicación y tipo de aliviadero.....	40
1.12. Principales causas de falla o mal funcionamiento de los aliviaderos	42
1.13. Métodos para el análisis del funcionamiento las secciones vertedoras en aliviaderos	43
CAPITULO II: SITUACIÓN ACTUAL DE LOS PERFILES VERTEDORES EN LOS ALIVIADEROS DE LAS PRESAS DE LA PROVINCIA HOLGUÍN	49
2.1.Generalidadesde los embalses de la provincia Holguín.....	49

CAPITULO 3: RESULTADO DEL ANÁLISIS DE LOS PERFILES VERTEDORES EN LOS ALIVIADEROS DE LAS PRESAS DE LA PROVINCIA HOLGUÍN.	63
3.1.Sobre la selección del método de análisis.....	63
3.2.Análisis de los perfiles vertedores en los aliviaderos de las presas seleccionadas.	64
CONCLUSIONES.....	84
RECOMENDACIONES	85
BIBLIOGRAFÍA	86

INTRODUCCIÓN

Uno de los fenómenos más dramáticos y devastadores que se pueden observar en la naturaleza es el desarrollo sin freno de las crecidas de los ríos, cuando en su impetuoso e implacable avance por su cauce, arrolla a su paso vidas y bienes a lo largo de riberas desbordadas, cubiertas por aguas enlodadas y tumultuosas. A lo largo de las próximas décadas, como consecuencia de las modificaciones antrópicas y sobre todo del cambio climático, la humanidad asistirá en muchos casos, y cada vez más, a estos fenómenos y a sus desastrosas consecuencias.

Más de un tercio de las roturas de presas que han ocurrido en el planeta han tenido su origen en el diseño inadecuado de sus aliviaderos, cuya capacidad de servicio fue insuficiente para evitar el derrame del agua y la destrucción de las cortinas al paso de las grandes crecidas. Se contabiliza en no menos de 9 300 las vidas humanas por la rotura de presas durante los primeros ochenta años del siglo XX. El 35% de estos desastres se produjo por el desbordamiento de las cortinas, pero agrega que ello se originó no sólo en el diseño hidráulico inapropiado de los aliviaderos, sino también en el conocimiento deficiente y el mal uso de los datos hidrológicos. (Conagua, 2000)

En Cuba, la escasez de recursos no impidió que la Revolución acometiera un ambicioso plan de construcción de presas, hoy ascienden a 242 presas de embalse, capaces de almacenar un volumen total cercano a 9000 Hm³, a 64 presas derivadoras y 730 micropresas que acompañan a las anteriores (INRH, 2015). Esta imponente infraestructura aparece desplegada por todas las provincias del país, y es en gran medida, capaz de evitar que las inundaciones provocadas por las lluvias intensas que acompañan las hondonadas, los huracanes y otros fenómenos meteorológicos extremos, ocasionen pérdidas de vidas humanas y daños graves a las infraestructuras ubicadas en las riberas de los ríos.

Hoy día, sin embargo, existen nuevas condiciones climáticas como consecuencia de las alteraciones que provoca el cambio climático, incluida la actividad ciclónica, que genera el ingreso a estas presas ya construidas, de avenidas acompañadas por gastos picos y volúmenes de agua mayores que los que se previeron en su diseño inicial por la realización de estudios hidrológicos que consideraban la situación climática de su momento. Es por estas razones que los parámetros previstos de evacuación de agua de los aliviaderos de las presas por la

ocurrencia de avenidas, deban ser evaluadas nuevamente bajo estas nuevas condiciones ambientales.

Por otro lado, durante la construcción de las presas específicamente en las secciones vertedoras de los aliviaderos se cometen algunas imprecisiones que pueden ser de menor o mayor magnitud, las mismas pueden producir diferencias respecto a los parámetros de diseño y por lo tanto en la explotación los niveles de los embalses no son exactamente los definidos en el proyecto.

La Política Nacional del Agua plantea en su principio 5 el uso eficiente de la infraestructura hidráulica, el mismo consiste en actualizar y registrar el patrimonio de obras hidráulicas, rescatar los niveles de eficiencia según la relación costo-beneficio y certificar por la autoridad del agua su estado técnico regirá su uso. Como nuevas inversiones se ejecutarán las que complementen el uso racional y productivo, el saneamiento y valor de uso inmediato, en este sentido, reorientar la estrategia de trasvase.

A la luz de estas realidades, resulta pertinente valorar la vulnerabilidad de las presas en función de la capacidad de servicio de sus aliviaderos, en correspondencia con el incremento de los parámetros de las avenidas en el escenario actual que podría conducir al desbordamiento y rotura de sus cortinas; un problema complejo que debe ser abordado puntualmente, en función de encontrar las soluciones más oportunas en cada caso para enfrentar con éxito las contingencias del escenario actual.

La provincia Holguín es la cuarta más grande de Cuba, con una extensión de 9300,6 km² y un gran desarrollo hidráulico, potenciado actualmente por el megaproyecto del Traspase Este-Oeste, que conecta a las presas del norte holguinero con otras estructuras y obras hidráulicas hasta la provincia Las Tunas.

Dicha provincia cuenta con un total de 21 embalses, de los que como se hacía referencia anteriormente para su explotación se utilizan los parámetros de diseño, se solicita a la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos, perteneciente a la Delegación de Recursos Hidráulicos de la provincia Holguín, una actualización de los datos de los perfiles vertedores de todos sus aliviaderos. El análisis de esta problemática, deberá aportar una actualización de la información existente, de forma tal que se pueda disponer de un informe correcto, que permita la reparación de la sección vertedora de las presas en caso de ser necesario, cuando la magnitud de desviación en sus parámetros de funcionamiento sea alta.

Problema de investigación: Necesidad de actualizar y ajustar los parámetros de funcionamiento hidráulico de los vertedores de todos los aliviaderos de las presas de la provincia Holguín.

Objeto de investigación: Los perfiles vertedores de los aliviaderos de las presas de la provincia Holguín.

Objetivo general: Analizar el estado actual de los perfiles vertedores de los aliviaderos de las presas de la provincia Holguín, precisando los niveles y caudales de vertimiento reales, con el empleo de técnicas informáticas.

Objetivos específicos:

1. Revisar la información bibliográfica sobre los perfiles vertedores en aliviaderos de presas; así como los principales métodos y herramientas de evaluación de su funcionamiento.
2. Confeccionar a partir del levantamiento topográfico realizado los perfiles vertedores en aliviaderos de las presas de la provincia Holguín.
3. Evaluar el funcionamiento de los perfiles vertedores de tres presas representativas de la provincia Holguín mediante el empleo de técnicas informáticas.

Campo de acción: Funcionamiento de los perfiles vertedores de las presas de la provincia.

Hipótesis: La revisión del estado actual de funcionamiento de los perfiles vertedores de los aliviaderos de las presas de la provincia Holguín, con el empleo de técnicas informáticas, contribuirá a su actualización y posibilitará la proposición de medidas ingenieras para su reparación o ajuste de los parámetros de los mismos.

Para el desarrollo de la investigación se aplicaron varios **métodos de investigación**, entre ellos, búsqueda bibliográfica nacional e internacional sobre el tema, histórico - lógico, inducción- deducción y la aplicación de técnicas informáticas para el análisis del funcionamiento de perfiles vertedores en aliviaderos fundamentalmente.

CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE DE LOS ALIVIADEROS Y SUS PERFILES VERTEDORES.

1.1 Generalidades de las presas y los aliviaderos.

Se define como conjunto hidráulico (Figura 1.1), al conjunto de obras que se construyen con el propósito de almacenar, evacuar y distribuir un cierto volumen de agua para satisfacer determinadas demandas de la zona donde se ubique. Las partes que lo componen son:

1. Presa
2. Aliviadero.
3. Obra de toma.
4. Estación de Bombeo
5. Canales Magistrales

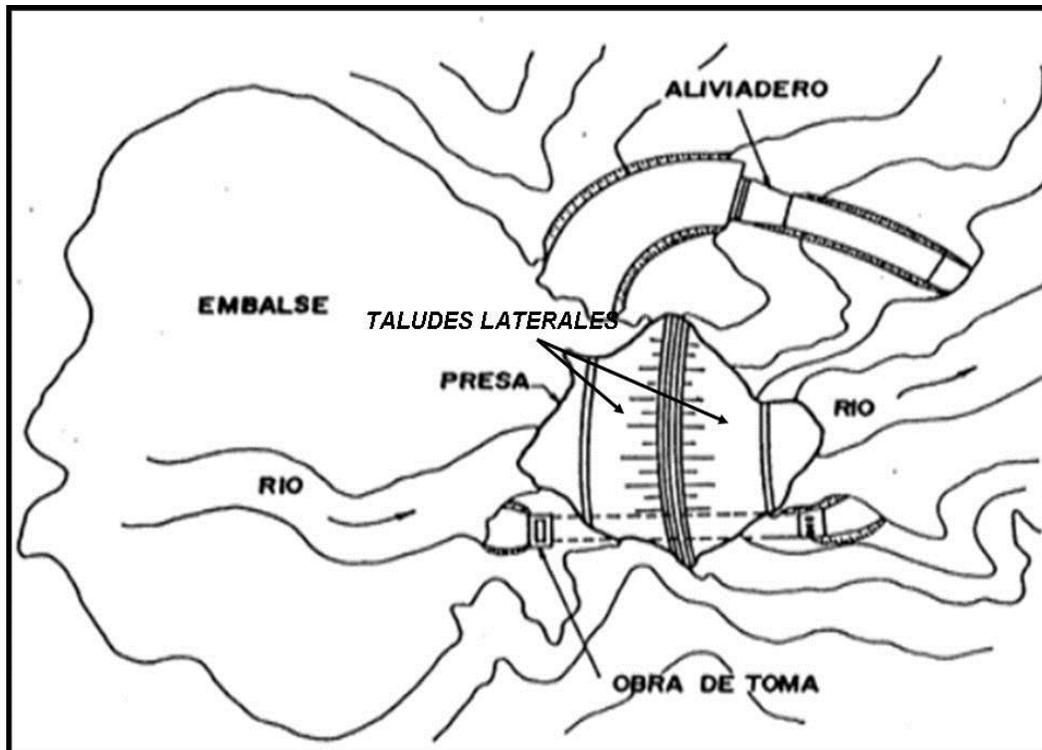


Figura 1.1 Esquema de una presa. Fuente: (Diseño Hidráulico de aliviaderos y obras de toma para presas, 2012).

Presa

Se construye con el objetivo de interrumpir el flujo de agua que normalmente tiene lugar en una corriente de agua (río o arroyo), para embalsarla durante el período húmedo (lluvioso), con uno o varios propósitos. Ejemplos de ellos pueden ser: crear una reserva para satisfacer las

demandas de los usuarios en el período de seca, regulación de avenidas para reducir inundaciones, cría de peces, fines turísticos, recarga del manto subterráneo, etcétera

Aliviadero

Estructura mediante la cual se puede dar salida desde el embalse, cuando arriban a este volúmenes de agua superiores a los que se desea retener. (Pardo y Alegret, 2012)

Obras de toma

Son un conjunto de estructuras hidráulicas que tienen la función de tomar las aguas del embalse para realizar entregas controladas de los volúmenes de agua que se desean emplear en lugares ubicados aguas debajo de la presa, con el gasto necesario y de acuerdo a los requerimientos que se establezcan en su diseño. También en las presas de materiales locales se hacen a través de galerías en las laderas, o de un túnel artificial sobre el lecho del río. Tanto en uno como en otro tipo de presas, deben llevar siempre doble sistema de cierre. Los objetivos fundamentales de las obras de toma son:

- a) Regular y conducir el gasto necesario a fin de satisfacer las demandas de los usuarios.
- b) Asegurar con pequeñas pérdidas de energía, el gasto de diseño para un intervalo predeterminado de niveles del embalse.
- c) Evitar la entrada de basuras, escombros u otros materiales flotantes que puedan dañar el sistema.
- d) Prevenir, o al menos reducir, el azolvamiento de la conducción fundamentalmente cuando está en una superficie libre. (Colectivo de autores, 2012)

Estación de bombeo

Cuando el agua acumulada en el embalse se va a emplear en zonas ubicadas en cotas superiores a la del embalse o inclusive en zonas de cotas inferiores, pero que requieren de presiones superiores a la que pueda dar el embalse a partir de su carga estática, será necesaria la ubicación de una estación de bombeo capaz de satisfacer tales requerimientos.

Canales magistrales

El empleo del agua en zonas ubicadas aguas abajo del embalse, por ejemplo, para satisfacer demandas de riego en extensas zonas, impone el empleo de obras de conducción libres (abiertas a la atmósfera), los conocidos canales. En la medida que los canales se alejan del embalse se van ramificando, para la total distribución del agua a todas las regiones concebidas

para ser beneficiadas con el embalse. De toda esa red de canales, se denominan canales magistrales a aquellos que nacen en el propio embalse.

1.1.2 Conceptos generales sobre Aliviaderos

Los aliviaderos, particularmente, constituyen las obras de conducción llamadas a garantizar la evacuación de las avenidas que arriben al embalse o al tramo de aguas arriba con relativa frecuencia, y en este mismo contexto, deben cumplir la vital función de evitar que con la llegada de las grandes avenidas, los niveles del agua se eleven al punto de provocar el rebose de la presa, que si es de materiales locales sufrirá por este motivo daños de gran consideración, o llegará a colapsar totalmente. Para cumplir estos objetivos con eficacia y economía, los aliviaderos deben ajustarse lo mejor posible a las condiciones imperantes en la presa y en su entorno, y mostrar en todas sus partes, y en su conjunto, un desempeño hidráulico eficiente y seguro durante la evacuación de todas las avenidas de explotación.

Un aliviadero con capacidad de descarga insuficiente para dar salida a los grandes volúmenes de agua que escurren desde el embalse, originará una elevación no prevista de los niveles de agua en el mismo, con la consabida inundación de áreas y los consiguientes daños económicos, sociales y ambientales, así como el eventual vertimiento por encima de la cortina de la presa, que en caso de ser de materiales locales, significará su fallo casi inmediato, con los consiguientes daños catastróficos aguas abajo. Las estadísticas demuestran que más del 80 % de los fallos de las presas en el mundo, se han debido a causas relacionadas con malfuncionamiento del aliviadero. (Pardo y Alegret, 2012)

1.2 Clasificación de los aliviaderos.

Con respecto a lo anterior, y en dependencia de la carga hidráulica que los caracterice en la situación que se haya adoptado para el diseño, se acepta generalmente que un aliviadero es:

- * de carga baja, si en dicha situación la carga hidráulica es inferior a 12 m.
- * de carga mediana, si está comprendida entre 12 m y 40 ó 60 m.
- * de carga alta, si es superior a 40 ó 60 m. (Velazco, 2005)

De acuerdo con su disposición en planta, se clasifican en:

1. Aliviaderos frontales.
2. Aliviaderos laterales.
3. Aliviaderos curvos en planta.

Aliviaderos frontales

Cuando el eje longitudinal del aliviadero coincide aproximadamente con el eje del canal de aproximación, se define a estas estructuras como frontales. Con esta definición es evidente que la estructura vertedora, o simplemente la sección de control, puede ser tanto recta como tener curvatura en planta; sin embargo, se considera como aliviaderos frontales solo a los de vertedor recto. Tienen como desventajas que pueden ocupar grandes extensiones en planta, lo cual traería como consecuencia, en caso de construirse en una montaña, grandes volúmenes de excavación.

Aliviaderos laterales

Son aquellos cuyo vertimiento se realiza con cierto ángulo, cercano a 90, con respecto al conducto de descarga. Al contrario del aliviadero frontal, en caso de que se vaya a colocar en una montaña, puede ser ubicado de forma tal que bordee la ladera sin necesidad de excavar la montaña, ahorrándose así grandes volúmenes de excavación.

Aliviaderos curvos en planta

La sección de control vertedora presenta curvatura en planta, de manera que el vertimiento se realiza aproximadamente radial. Tienen las ventajas de que ocupan menor área en planta que los frontales y presentan gran longitud vertedora. (Pardo y Alegret, 2012)

1.2.1 Clasificación de los aliviaderos según su ubicación

1. Aliviaderos de cauce.
2. Aliviaderos de margen o de laderas.

Aliviaderos de cauce

Son aquellos que se ubican en el cuerpo de la propia presa, preferentemente en cortinas de hormigón. Pueden ser superficiales o profundos. Los primeros tienen como ventajas que no ocasionan debilitamiento en el cuerpo de la presa; las compuertas, de existir, trabajan en condiciones favorables. Los segundos son conductos cerrados, generalmente de sección rectangular o circular, donde el flujo puede circular a presión a todo lo largo del conducto o en uno de sus tramos. Se utilizan preferentemente en aquellos casos en que es necesario aprovechar al máximo toda el agua contenida en el embalse o para bajar profundamente su nivel. Lo primero con fines de hidroenergía; y lo segundo para la inspección y/o mantenimiento.

Aliviaderos de margen

Son aquellos que se ubican fuera del cuerpo de la presa, aprovechando las laderas que se encuentran a los lados de la cortina. Se pueden utilizar en presas de materiales locales o de hormigón. Esta ubicación implica que por lo general solo son capaces de dejar pasar volúmenes de agua que corresponden a los niveles superiores del embalse y, por tanto, no permiten su vaciado a través del aliviadero.

- a) Aliviadero frontal
- b) Aliviadero lateral
- c) Aliviadero curvo en planta

1.2.2 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de conducción

1. Aliviaderos con régimen de circulación libre.
2. Aliviaderos con régimen de circulación forzado.

Aliviaderos con régimen de circulación libre

Se caracterizan porque su configuración longitudinal sigue aproximadamente la del terreno natural sobre el que están emplazados. Son particularmente atractivos para su empleo en suelos blandos y para la evacuación de grandes caudales.

Aliviaderos con régimen de circulación forzado

Parte de ellos, fundamentalmente el conducto de descarga, se extiende a través de una ladera o por debajo de la cortina de la presa, mediante túneles o conductos soterrados que pueden trabajar a presión. Su empleo está frecuentemente asociado a presas ubicadas en cañones angostos y topografía abrupta.

1.2.3 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de construcción

1. Aliviaderos superficiales.
2. Aliviaderos soterrados o de fondo.

Sus nombres definen claramente las características de cada uno: los primeros son particularmente atractivos para zonas relativamente llanas o de pendientes moderadas y, sobre todo, para evacuar grandes caudales; mientras que los segundos son preferidos para zonas de muy fuertes pendientes, y en especial, para caudales no muy altos, por los elevados costos que tendrían en caso contrario.

1.2.4 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de vertimiento

1. Vertedores automáticos.
2. Vertedores regulados por compuertas.

Vertedores automáticos

Son aquellos que vierten automáticamente, cuando el agua sobrepasa su cresta, es decir, no utilizan ningún dispositivo para controlar el vertimiento. La cresta del vertedor debe coincidir con el nivel de aguas normales del embalse.

Vertedores regulados por compuertas

Son aquellos en los que, tal y como lo indica su nombre, el vertimiento es regulado por compuertas. Una de las características fundamentales de este vertedor es el hecho de que su cresta no necesariamente coincide con el nivel de aguas normales, lo cual da origen a la existencia de dos tipos de vertimientos: regulado, con carga hasta el nivel de aguas normales; y libre, bajo la influencia de las pilas, con carga hasta el nivel de aguas máximas que tienen lugar una vez que son izadas todas las compuertas.

Múltiples son las razones que justifican el uso de un aliviadero regulado por compuertas, pero sin dudas, entre las fundamentales se encuentran:

1. La necesidad de un frente vertedor muy estrecho, para evitar grandes excavaciones en los hombros del aliviadero cuando estos están conformados por grandes elevaciones, lo cual exige grandes cargas sobre el vertedor para evacuar el gasto.
2. La necesidad de regular por encima del nivel de aguas normales.
3. Cuando se requieren entregas del volumen útil (por debajo del nivel de aguas normales), por el aliviadero.

No obstante, la selección de un aliviadero regulado por compuertas está sujeto, además, a un análisis económico que se establece entre esta modalidad vertedora y el uso de un aliviadero automático.

Entre las ventajas que reporta el uso del aliviadero regulado por compuertas, en comparación con uno automático, se encuentran las siguientes:

- Como la cresta del cimacio de un aliviadero regulado no alcanza la cota del nivel de aguas normales, pues precisamente esa diferencia de cotas entre la cresta del cimacio y el nivel de aguas normales, constituye el prisma de agua que se va a regular, se obtiene un perfil más económico que el requerido para un aliviadero automático.
- El hecho de contar con un perfil con cresta ubicada por debajo de la cota del nivel de aguas normales, hace que la cota del nivel de aguas máximas disminuya, en comparación con la que se obtendría si se colocara un vertedor automático. De esta manera, el área de

inundación del embalse sería menor; y como resultado, se contaría con más terreno aprovechable para otras funciones. Además, en lo que respecta a la presa, esta alcanzará una altura menor, lo que adquiere gran importancia económica en presas ubicadas en zonas de topografía llana donde la cortina alcanza grandes longitudes.

- La longitud del vertedor es considerablemente menor en el aliviadero regulado con compuertas, lo que unido a tener un perfil más esbelto, hace que el volumen de hormigón sea mucho menor.
- La posibilidad de poder regular por debajo del nivel de aguas normales permite, en un momento determinado, vaciar el embalse por el aliviadero hasta la cota de la cresta del cimacio, para una posible reparación de la cortina.

Como desventajas del uso de un aliviadero regulado por compuertas se pueden señalar:

- Uso de elementos metálicos en el aliviadero.
- La necesidad de utilizar mecanismos de izaje, lo cual hace imprescindible el uso del fluido eléctrico u otro tipo de energía para la manipulación de las compuertas durante el período de explotación, la ocurrencia de avenidas y la ejecución de mantenimiento periódico a dichos mecanismos.
- La posible ocurrencia de vibraciones en las compuertas. (Pardo, 2012)

1.2.5 Clasificación de los aliviaderos atendiendo a la protección de la cortina

- Aliviadero principal o de servicio.
- Aliviadero auxiliar.
- Aliviadero de emergencia o fusible.

Aliviadero principal o de servicio

La cresta de la sección de control vertedora se ubica en el Nivel de Aguas Normales (NAN) del embalse si el vertedor es automático o en sus proximidades si tiene compuertas. Es el que entra en funcionamiento cuando se produce la avenida (hidrógrafo) correspondiente a la probabilidad de diseño.

Aliviadero auxiliar

Para los embalses de mediana y alta categoría es frecuente la definición de hidrógrafos extraordinarios, correspondientes a probabilidades menores a las del diseño, lo cual provoca la ocurrencia de escurrimientos superiores hacia el embalse. Para estas avenidas se diseñan

aliviaderos auxiliares, que se ubican en cotas superiores a los de servicio, capaces de dar salida a aquellos volúmenes de agua que exceden las capacidades del aliviadero principal.

Una práctica frecuente, al menos en Cuba, es la de emplear aliviaderos que abarcan las funciones de los principales y de los auxiliares; esto es, funcionan satisfactoriamente con la avenida de diseño y son capaces de dar paso al agua producto de la avenida extraordinaria, aunque se ocasionan daños menores en el aliviadero, que deberán repararse con posterioridad a la ocurrencia del vertimiento.

Aliviaderos de emergencia o fusibles

Son aquellos que entran en funcionamiento cuando se producen contingencias no tomadas en cuenta en los cálculos, como puede ser la obstrucción del aliviadero principal, la ocurrencia de una avenida aún mayor que la extraordinaria, la interrupción del funcionamiento de las compuertas, etcétera. Por lo general consisten en diques de materiales sueltos, situados a una cota inferior a la de la cortina y que, por tanto, vierten antes que ella. Colapsan rápidamente, por lo cual deben ser reconstruidos después de ocurrido el evento. Estos vertedores están concebidos para que su fallo tenga lugar inmediatamente después de haber comenzado el vertimiento de agua sobre ellos. Pero puede ocurrir que la referida contingencia no se produzca en muchos años, lo cual conlleva a que el dique que conforma al fusible se consolide considerablemente, hasta el punto de ser capaz de soportar sin fallar, determinados niveles de carga hidráulica sobre ellos, trayendo como consecuencia el vertimiento sobre la corona de la presa, situación que se debe evitar de todas formas. Por esta razón, se aconseja que no se absolutice la confianza en la existencia de un vertedor de emergencia; y que durante la ocurrencia de grandes avenidas, se mantenga la observación sobre este para tomar medidas urgentes como, por ejemplo, dinamitar el dique, en caso de que comience a verter y no falle. (Pardo y Alegret, 2012)

1.3 Componentes del aliviadero

La estructura de un aliviadero no es algo esquemático, sino que, en primer lugar, responde a las características del lugar de emplazamiento, y en segundo lugar, a la creatividad e iniciativas del proyectista.

Se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes (Figura 1.3):

1. Canal de aproximación.
2. Sección de control

3. Transición.
4. Rápida o conducto de descarga.
5. Estructuras terminales o disipadoras de energía.
6. Canal de salida.

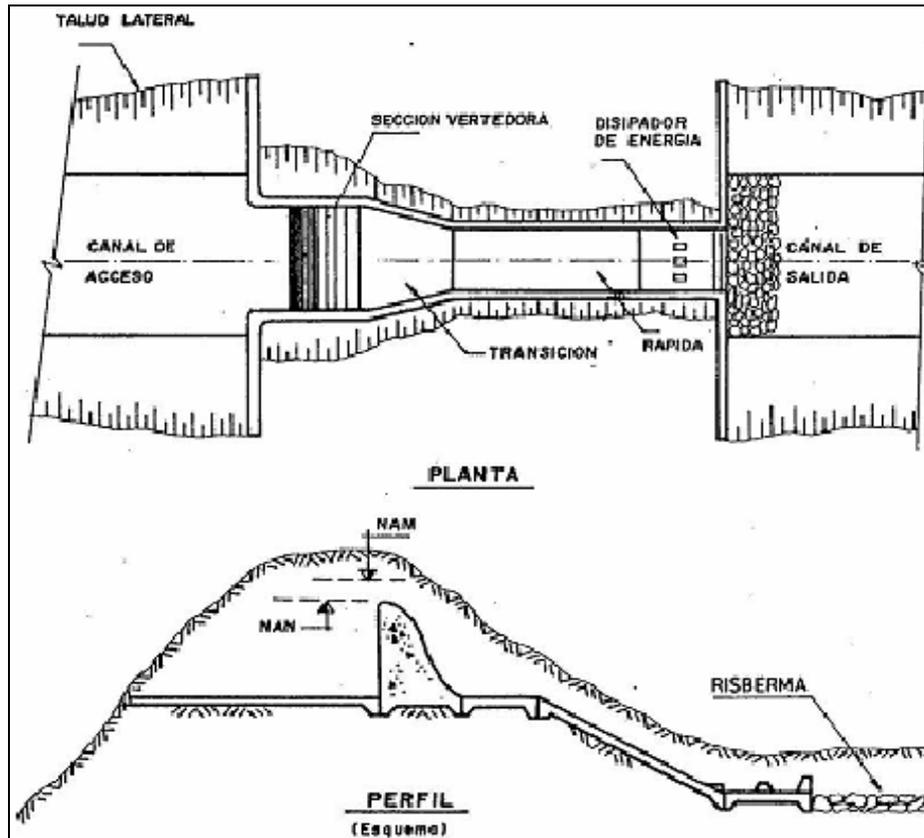


Figura 1.2 Esquema de un aliviadero en vista en planta (arriba), vista de perfil (abajo). Fuente: (Diseño Hidráulico de aliviaderos y obras de toma para presas, 2012)

Canal de aproximación

También conocido como canal de acceso, canal de aproche, es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla hacia la estructura de control o sección vertedora. Esta última, es el componente más importante del aliviadero, por la función que desempeña. De ahí que es necesario garantizar su adecuado funcionamiento hidráulico. Por ello, el canal de aproximación debe lograr, esencialmente, una distribución uniforme del flujo al llegar a la sección de control.

Sección de control

Su nombre viene dado porque en esta parte del aliviadero es que se regula o gobierna la descarga (Q) del mismo cuando está sometido a una determinada carga hidráulica (H_e), dicho

en otras palabras: es la sección que determina la capacidad de descarga del aliviadero, también llamada Vertedor.

Transición

Es una estructura que se ubica entre la sección de control y la rápida o conducto de descarga, con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones de la sección transversal, o ambas, sobre todo cuando existe una diferencia notable entre los anchos del aliviadero en la sección de control y en la rápida.

Rápida o conducto de descarga

Por lo general, los aliviaderos a cielo abierto tienen su sección de control ubicada en cotas elevadas cercanas al nivel de aguas normales en el embalse; y posteriormente la descarga final se produce en cotas relativamente bajas, cercanas al cauce original del río. De ahí que entre ambas secciones se presenta una significativa diferencia de nivel. Ello obliga a que la pendiente longitudinal de la rápida sea generalmente fuerte, imponiendo un régimen de circulación supercrítico, al cual están asociadas altas velocidades y tirantes de circulación bajos, los cuales son los causantes de los anchos de sección transversal menores para la rápida, en relación con la sección de control.

Estructura terminal o disipadora de energía

Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al final de la rápida, debido a su pendiente, con ello se evita la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero.

Canal de salida

Es el encargado de conducir el agua hasta el cauce del río. (Pardo y Alegret, 2012)

1.4 Tipos de Perfiles Vertedores en aliviaderos

El elemento más importante de todos los componentes de un aliviadero es la sección de control, más comúnmente conocida como sección vertedora, simplemente, el vertedor, pues es la que gobierna la capacidad de vertimiento del aliviadero. En ella se produce el tirante crítico de circulación.

Los tipos de vertedores atendiendo a la forma de su sección transversal se clasifican en

- Poligonales
- Rectangulares
- Trapezoidales.

- Curvilíneos.

Los vertedores de sección transversal poligonal son los comúnmente denominados de umbral ancho, mientras que a los de forma curvilínea también se les denomina cimacios. Las secciones vertedoras pueden adoptar diferentes formas, tanto longitudinales como transversales, en dependencia de múltiples factores, entre los que se destacan su tamaño, ubicación y categoría de la obra.

Existen distintos tipos de secciones vertedoras. Las de uso más común son:

- De pared delgada.
- De caída libre.
- Poligonales (umbral ancho).
- De perfil práctico sin vacío.
- De perfil práctico con vacío.

Los vertedores de pared delgada se emplean fundamentalmente a nivel de laboratorio o para condiciones de poca altura y caudal reducido; los vertedores de caída libre se pueden definir como la manifestación práctica de los vertedores de pared delgada, aplicados a las presas. De ahí que su empleo está limitado por su altura (no superior a 6 o 7 metros), y generalmente sobre terrenos duros de alta capacidad portante, pues con alturas superiores la caída libre del chorro inmediatamente aguas abajo, generan tales vibraciones de la estructura que ni siquiera en terrenos muy duros son admisibles. Por estas razones, los vertedores de uso más común en las presas son los de umbral ancho y los de perfil práctico, sin vacío o con él. (Pardo y Alegret, 2012)

1.5 Ecuación fundamental del vertedor

La ecuación fundamental del aliviadero es aquella que expresa la capacidad de vertimiento de este. Y se expresa con la relación entre la carga hidráulica total y el caudal de vertimiento. Su expresión más universalmente difundida es la siguiente:

$$Q = mL\sqrt{2gH_0}^{3/2}$$

Dónde:

Q: gasto que circula por el aliviadero (m³/s).

g: aceleración de la gravedad (m/s²).

H₀: carga hidráulica total o de diseño (m).

L: longitud efectiva de vertimiento (m).

m: coeficiente de gasto, adimensional.

A modo de ilustración y para su posible uso del coeficiente de gasto en cálculos preliminares, se muestran los valores siguientes:

1. Vertedores de umbral ancho $m = 0,35 \sim 0,38$
2. Vertedores de pared delgada $m = 0,42 \sim 0,44$
3. Vertedor de perfil práctico sin vacío $m = 0,45 \sim 0,49$
4. Vertedor de perfil práctico con vacío $m = 0,52 \sim 0,57$

1.6 Diseño hidráulico de la sección de control vertedora

El diseño hidráulico de un vertedor debe resolver las interrogantes siguientes:

- Forma de la sección transversal.
- Altura.
- Longitud.

En los aliviaderos, el ancho del canal de acceso es mayor o igual que la longitud total del frente vertedor. Cuando es mayor, es necesaria una transición entre ambas dimensiones. Por otro lado, la unión del vertedor con las laderas que lo confinan lateralmente, se realiza mediante muros monolíticos de hormigón, a los cuales se les denomina estribos. Además, en no pocas ocasiones se requiere colocar sobre el vertedor elementos denominados pilas, cuya función es soportar las compuertas en el caso de vertedores equipados con estas o las vías de comunicación que pasan sobre él (Fig. 1.3).

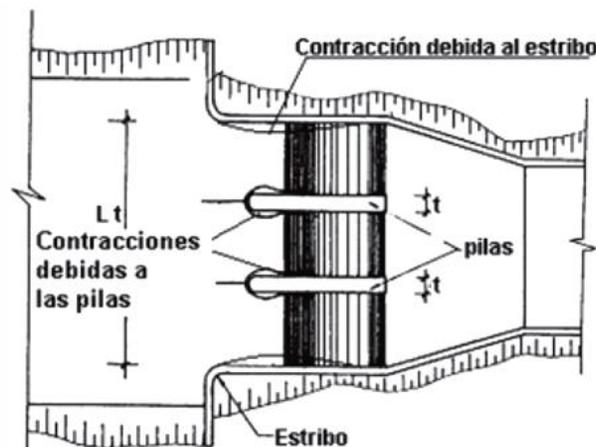


Figura 1.3 Esquema de contracciones del flujo producido a la presencia de pilas y estribos.

Si se define la longitud total del vertedor como la distancia que media entre los estribos, se puede deducir que la colocación de pilas trae como consecuencia que la zona del vertedor por donde realmente podría producirse descarga de agua, será menor que la longitud total. A esta

zona se le denomina longitud neta. Finalmente, si las pilas y los estribos tienen formas tales que ocasionan la ocurrencia de contracciones del flujo al contornear dichas estructuras, entonces la zona del vertedor disponible para el paso del agua se reduce aún más, dando lugar a lo que se conoce como longitud efectiva.

De forma general, se utiliza una expresión que permite el cálculo de la longitud total en los vertedores y que lleva implícita la longitud efectiva y los efectos de pilas y estribos:

$$LT = L + nt + 2 (nK_p + K_e) H_0 \quad (3.2)$$

Dónde:

LT: longitud total (m).

L: longitud efectiva del vertimiento (m).

n: número de pilas.

K_p : coeficiente de contracción producida por las pilas.

K_e : coeficiente de contracción producida por los estribos.

H_0 : carga total sobre el vertedor

t: ancho de pila (m).

El coeficiente K_e toma en cuenta la contracción según los estribos y depende de los factores siguientes:

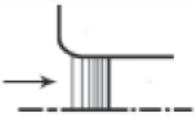
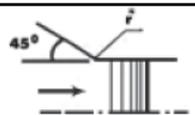
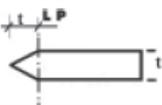
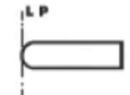
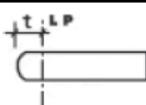
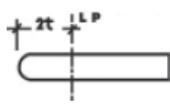
- a) Forma del estribo.
- b) Ángulo entre la dirección general de la corriente y la pared de aproximación del estribo.
- c) Relación entre la carga de operación H_e y la carga total H_0 de diseño.
- d) Velocidad de aproximación.

El coeficiente K_p está referido a la contracción de las pilas y depende de los factores siguientes:

- a) Forma de la pila.
- b) Posición de la pila respecto a la cresta
- c) Espesor de la pila (en relación con la carga).
- d) Carga de operación en relación con la carga de diseño.
- e) Velocidad de aproximación.

Los coeficientes K_p y K_e se obtienen a partir de la tabla 1.1

Tabla 1.1 Coeficientes K_p y K_e de contracción de las pilas.

Elemento	Descripción	Esquema	Coefficiente
Estribo	Arista viva con muro lateral a 90° con la dirección del flujo		$K_e = 0,20$
	Redondeado con muro lateral a 90° con la dirección del flujo		$K_e = 0,10$
	Redondeado con $r > 0,5 H_0$ y el muro lateral se inclina no más de 45° con la dirección del flujo		$K_e = 0,00$
Pila	Tajamar triangular a rente con el paramento del cimacio		$K_p = 0,04$
	Tajamar triangular saliente aguas arriba a una distancia igual al espesor de la pila		$K_p = 0,03$
	Tajamar redondo a rente con el paramento del cimacio		$K_p = 0,045$
	Tajamar redondo saliente aguas arriba a una distancia igual al espesor de la pila		$K_p = 0,035$
	Tajamar redondo saliente aguas arriba a una distancia igual a dos veces espesor de la pila		$K_p = 0,025$

1.7 Coeficiente de gasto

El coeficiente de gasto caracteriza la eficiencia de la descarga sobre el vertedor. Su valor depende fundamentalmente del tipo de cimacio vertedor que se emplee. En términos generales se determina según:

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

Siendo:

m_0 : coeficiente de gasto nominal que depende del tipo de sección vertedora que se utilice. Su valor está en función de la altura del paramento superior del vertedor y de la carga hidráulica de diseño, trabajando libre aguas abajo, y con paramento superior vertical.

σ_1 : coeficiente de corrección por carga diferente a la de diseño.

Cuando por un vertedor diseñado con una carga H_0 se hace circular una carga H_e diferente a la anterior, la descarga se verá afectada, debiéndose afectar el coeficiente σ_1 .

σ_2 : coeficiente de corrección por inclinación del paramento superior.

Al variar la inclinación del paramento superior, al igual que en el caso anterior, se producirá una afectación en la descarga del vertedor. La literatura consultada refiere que el comportamiento de este factor depende fundamentalmente del tipo de sección vertedora, la altura del paramento superior y la carga sobre la cresta.

σ_3 : coeficiente de corrección por efecto de las condiciones hidráulicas, inmediatamente aguas abajo del vertedor (posición del lavadero o solera).

Cuando la distancia vertical desde la cresta del vertedor a la solera aguas abajo, no resulta ser lo suficientemente grande para contrarrestar el efecto de contrapresión a la que es sometida la lámina vertiente como resultado de su impacto con la misma, el valor del coeficiente de gasto será afectado. Los estudios realizados sobre este tema apuntan que independientemente de la sección vertedora que se tenga, el valor adoptado por este factor, siempre es menor que la unidad.

Cuando el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico, o cuando ocurre un salto hidráulico desplazado, la reducción del coeficiente de gasto se debe fundamentalmente a la contrapresión del lavadero aguas abajo; lo que no se comporta de la misma manera en el caso de la existencia de un salto hidráulico apoyado sobre el cimacio, donde predominará el efecto de sumersión.

σ_4 : coeficiente de corrección por sumersión.

Cuando el nivel del agua, aguas abajo de un vertedor, es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor está ahogado y, por tanto, se producirá una alteración en el coeficiente de descarga.

La afectación del coeficiente de gasto debido a la sumersión, está estrechamente vinculado con el tipo de sección vertedora que se utiliza. Por ejemplo, en el caso de los perfiles prácticos sin vacío, para considerar el efecto de sumersión, la superficie del agua, aguas abajo, deberá estar siempre por encima de la cresta vertedora; mientras que en el caso de los perfiles prácticos con vacío, la afectación tiene lugar aun cuando la superficie del agua esté por debajo de la cresta.

Por último, se debe destacar que si al pie del vertedor se produce un salto hidráulico desplazado o barrido aguas abajo, el vertedor no trabajará sumergido, independientemente de la altura que alcance el nivel de agua después del salto. Esto es aplicable a cualquier tipo de sección vertedora. (Pardo y Alegret, 2012)

1.8 Vertedores Poligonales o de umbral ancho

Vertedor de umbral ancho es aquel en el cual la relación entre el ancho (en el sentido longitudinal) del umbral y la carga total o de diseño (H_0) cumple que: $2 < S/H_0 < 10$.

Cuando esto ocurre, se considera que las pérdidas de carga a lo largo del umbral son despreciables y que, por estar en presencia de un tramo muy corto, en él tiene lugar un movimiento gradualmente variado. (fig.1.4)

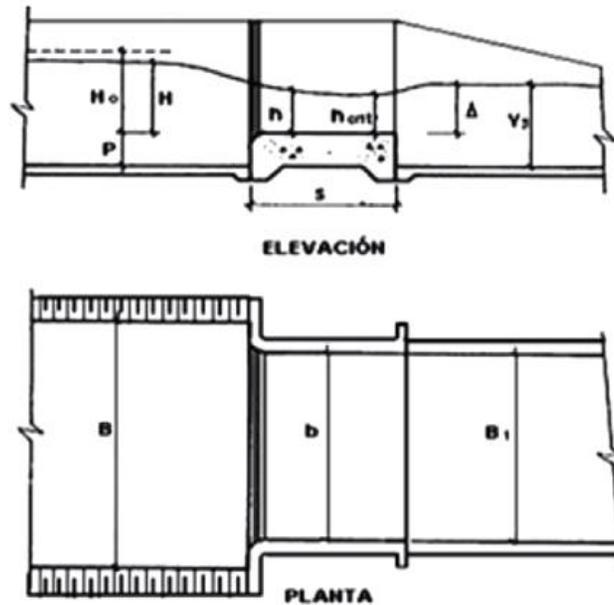


Figura 1.4 Esquema de un vertedor de umbral ancho.

En relación con este tipo de vertedor, los investigadores han establecido que el vertimiento resulta complejo, pues el movimiento sobre él ocurre con frecuencia en condiciones en las que la curvatura de la línea de flujo influye substancialmente sobre las características cuantitativas (caudal). Además, apuntan que la distribución de presiones sobre el mismo no se comporta de forma hidrostática permanentemente. Según las condiciones en que se realiza el vertimiento, pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Sin ahogo y sin contracción lateral.
2. Sin ahogo y con contracción lateral.
3. Ahogado.

El cálculo de la capacidad de evacuación de esta modalidad de vertedor, está estrechamente vinculado con las condiciones en que se realice el vertimiento. Existen tablas para cada clasificación de este tipo de vertedor, las cuales permiten la obtención del coeficiente de gasto m para determinadas condiciones en específico y atendiendo a las distintas formas que puede adoptar la entrada al vertedor, tanto en planta como en la propia sección transversal de este.

Por último, se resalta el hecho de que los vertedores de umbral ancho se diferencian mucho de los otros vertedores en lo que al ahogo se refiere, pues este solamente ocurre después que el nivel aguas abajo se eleva sobre el umbral por encima de un límite determinado. Este límite está definido por un valor relativo Δ/H_0 donde el término Δ es la sobreelevación del nivel del agua con respecto al umbral, y H_0 la carga total o de diseño existente. (Pardo y Alegret, 2012)

1.8.1. Criterios de diseño.

1. Obtención del ancho y la forma del umbral.

a) Ancho (S) Teniendo en cuenta la condición antes expresada, que garantiza un adecuado funcionamiento hidráulico ($2 < S/H_0 < 10$), se recomienda obtener el valor del ancho S, considerando que H_0 es dato. La selección precisa del valor de S obedece a criterios fundamentalmente estructurales, es decir, de estabilidad del vertedor. Obviamente, valores cercanos al límite superior garantizan dicha estabilidad, pero resultan más costosos. Es frecuente en la práctica, que se seleccione el valor $S/H_0 = 2,5$, ya que se han demostrado resultados satisfactorios para ese valor.

b) Forma del umbral. En relación con la selección de la entrada del umbral en elevación, esta se realizará a criterio del proyectista, atendiendo a los tipos de vertedores, para vertedor de umbral ancho sin contracción lateral, con contracción lateral y altura de paramento superior $P=0$, y con contracción lateral altura de paramento superior P distinto de 0, pues son los más estudiados y se dispone de mayor información para su adecuado diseño. La selección de otro impondría estudios en modelos físicos a escala reducida.

Resulta evidente que en la selección de la forma de entrada en elevación del vertedor, tienen gran peso dos aspectos fundamentales: la eficiencia y la complejidad de la construcción.

c) Altura del umbral (P).

La primera consideración es que la altura P debe satisfacer los requerimientos de la topografía, es decir, sabiendo que la cresta del vertedor se ubica en el nivel de aguas normales (NAN), P estará dado por la diferencia de cota entre NAN y la superficie del

terreno firme sobre el cual se asienta el vertedor. En segundo lugar, debe tenerse presente que en la medida que aumenta el valor de P, disminuye el valor del coeficiente de gasto, lo cual es una diferencia con respecto a otros tipos de vertedores.

d) Longitud vertedora (b).

Es obvio que en los vertedores sin contracción lateral, la longitud vertedora b coincide con el ancho del canal de aproximación B (v. Fig. 1.4), y su determinación es directa a partir de la ecuación de capacidad de servicio.

$$Q = m_o b \sqrt{2gH_o}^{3/2}$$

Donde:

H₀: carga total o de diseño (m). g: aceleración de la gravedad (m/s²). Q: gasto (m³/s).

m_o: coeficiente de gasto que se obtiene en la tabla 4.1, una vez conocidas la forma de la entrada del vertedor y la relación P/H_o.

Para los vertedores de umbral ancho con contracción lateral, la obtención de la longitud b a partir de la ecuación de capacidad de servicio, se realiza mediante un proceso iterativo, pues depende de la relación b/B. La iteración consistirá en asumir valores de b, obtener el correspondiente coeficiente de gasto, según el tipo y calcular el caudal Q mediante la ecuación; y así sucesivamente hasta que el caudal calculado coincida con el de diseño.

Para obtener el valor del coeficiente de gasto en el caso de un umbral ancho con una altura P sobre el canal de aproximación, y contracciones laterales se deben ejecutar los pasos siguientes:

1. Hallar el coeficiente de gasto, considerando la influencia de la forma de la entrada en elevación m η .
2. Hallar el coeficiente de gasto, considerando la influencia de la forma en planta del umbral ancho m β
3. Si m β > m η el coeficiente de gasto se calcula por la expresión:

$$m_0 = m \eta + (m \beta - m \eta) F \eta + (0,385 - m \eta) F \eta F \beta$$

4. Si m β < m η el coeficiente de gasto se calcula por la expresión:

$$m_0 = m \beta + (m \eta - m \beta) F \beta + (0,385 - m \eta) F \eta F \beta$$

donde:

$$F \eta = H_0 / (H_0 + 2P)$$

y

$$F \beta = b / (3,5 B - 2,5 b)$$

Una característica de los vertedores de umbral ancho es que permiten un ahogo considerable sin verse afectada su capacidad de servicio, lo cual, en determinadas ocasiones, ofrece ventajas económicas en comparación con otros tipos de vertedores. A partir de la figura 4.1, se aprecia que con el valor del tirante aguas abajo Y3 y la altura del umbral P, se obtiene el valor de la sobre elevación del nivel del agua Δ :

$$\Delta = Y3 - P$$

Al calcular la relación Δ/H_0 y en dependencia de la forma de entrada del vertedor, se establece que existe ahogo en el mismo por medio del siguiente criterio:

- Cuando $\Delta/H_0 > 0,75$ para entradas suaves del umbral.
- Cuando $\Delta/H_0 > 0,85$ para entradas bruscas del umbral.

Si ocurriese este ahogo en el cálculo del gasto por la expresión, debe afectarse el coeficiente de gasto por el coeficiente de sumersión σ , de tal forma que dicha expresión se transforma en:

$$Q = m_0 \sigma b \sqrt{2g(H_0^{3/2})}$$

En la tabla 1.2 aparecen los valores de este coeficiente de sumersión en función del ahogo relativo y del estrechamiento en planta relativo b/B_1 .

Tabla 1.2 Valores de este coeficiente de sumersión en función del ahogo relativo y del estrechamiento en planta relativo b/B_1

$\Delta/H_0 \backslash b/B_1$	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0,75	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,78	0,97	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,80	0,95	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,82	0,92	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,99
0,84	0,89	0,97	0,99	1,0	1,0	1,0	0,99	0,97
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1,0	0,99	0,96	0,94
0,88	0,81	0,90	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,90
0,90	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78
0,94	0,61	0,70	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44

e) Tirante sobre el umbral (h).

- f) Generalmente se admite que el tirante sobre el umbral (h), es igual a la profundidad crítica; y en tal sentido, se recomienda obtener su valor a través de la siguiente expresión:

$$h = K H_0$$

Donde:

$K = h_{crit.}/H_0$: relación entre la profundidad crítica en el umbral y la carga total o de diseño sobre el vertedor.

Tabla 1.3 Relación entre la profundidad crítica en el umbral y la carga.

<i>Condiciones de la entrada del umbral</i>	<i>K</i>
En ausencia de resistencia hidráulica	0,667
Umbral con borde de entrada redondo	0,630
Umbral con borde de entrada inclinado	0,610
Umbral con borde de entrada no redondo (canto agudo)	0,590
Para condiciones hidráulicas de entrada desfavorables (bordes agudos e irregulares)	0,560

1.9 Vertedores de perfil práctico sin vacío.

Se define como vertedor tipo perfil práctico sin vacío (PPsV) aquel cuya forma coincide con la forma de la superficie inferior del agua que es vertida desde un vertedor de pared delgada. Dicho en otras palabras, es como si al vertimiento de agua desde un vertedor de pared delgada, se le rellenase con hormigón el espacio que queda entre la lámina de agua y el vertedor. (Fig.1.5)

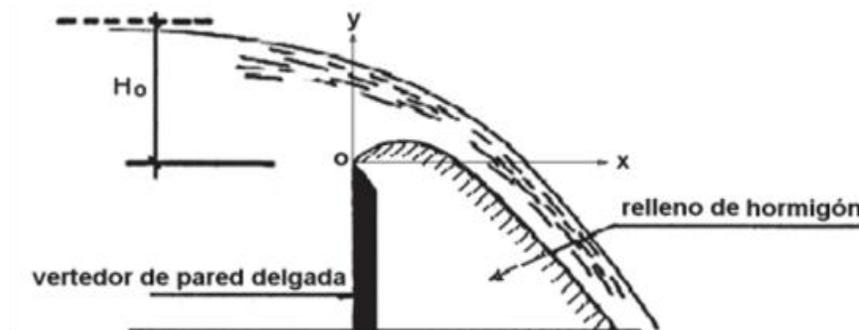


Figura 1.5. Esquema de un vertedor tipo perfil práctico sin vacío,

La carga a partir de la cual se obtiene el perfil del vertedor, es denominada carga perfilante H_{per} . Y en la mayoría de los casos se hace coincidir con la carga de diseño H_0 . Para el gasto correspondiente a la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la

superficie vertedora, y por tanto, el vertedor funciona con su máxima eficiencia. Si la carga es menor que la perfilante, la lámina de agua se apoya sobre el cimacio, produciendo fricción; y con ello, el retardamiento del flujo y un remanso aguas arriba que provoca una disminución de la eficiencia del vertedor. Si por el contrario, la carga es mayor que la perfilante, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor; pero si no existe ventilación por debajo de dicha lámina tal separación no tendrá lugar, por lo que se producirán presiones inferiores a la atmosférica o de vacío debajo de la lámina que favorece el flujo. Todo esto permite aumentar la eficiencia del vertedor. (Pardo y Alegret, 2012)

1.9.1. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre.

Como se indicó anteriormente el diseño hidráulico de un cimacio debe resolver las interrogantes siguientes:

1. Altura.
2. Longitud.
3. Forma de la sección transversal.

a) altura del paramento P: se establece desde la cota de la cresta hasta el firme, donde estará el fondo del canal de aproximación. Es posible que P se aumente para tener más profundidad de circulación en el canal de aproximación (y por tanto requiera menor ancho BCA); de este modo, queda satisfecho el requisito de la velocidad permisible. Adicionalmente, según se verá más adelante, P influye de manera significativa en el valor del coeficiente de gasto y, por tanto, buscando un buen valor de este, es posible incrementar P sin que la velocidad ni la capacidad portante del terreno sean los determinantes.

b) Longitud del cimacio. Se obtiene a partir de la expresión fundamental de los aliviaderos:

$$Q = mL\sqrt{2gH_0}^{3/2}$$

donde el caudal Q es incógnita; el coeficiente de gasto m está afectado por condiciones de trabajo del cimacio que son directamente dependientes de Q; mientras que la carga hidráulica total se determina según:

$$H_0 = (NAM - NAN) - \Sigma h_f \text{ y este último término depende de Q.}$$

Por lo anterior, está claro que se impone un proceso iterativo, el cual se resume como sigue:

1. Se asume un valor para m. Para los PPsV está entre 0,45 y 0,49.
2. Se supone L.

3. Teniendo como datos el hidrógrafo de la avenida de diseño, la curva del embalse y la ecuación de capacidad de servicio del aliviadero, se procede a transformarla según alguno de los métodos que se estudian en Hidrología, obteniéndose un primer valor del gasto transformado Q_t .
4. Con Q_t , m y L de la ecuación fundamental, se obtiene H_o . Y si es ligeramente menor que $NAM - NAN$, ello indica que L es la correcta. Si no es así, habrá que suponer otra L ; y así sucesivamente hasta lograr la condición indicada.
5. Con Q_t ajustado, se determinan las condiciones hidráulicas de trabajo del cimacio y se obtiene la curva de capacidad de servicio, que incluye m variable, según procedimiento que se explica más adelante.
6. Con la curva hallada en el paso anterior, se transforma nuevamente la avenida; y si H_o no cumple lo indicado en el paso 4, habrá que recomenzar en el 2. Cuando se logre el requerimiento de H_o entonces habrá que comparar el nuevo Q_t con el anterior. Si son aproximadamente iguales, habrá concluído el proceso y L será la última obtenida; pero si Q_t varía significativamente, habrá que repetir a partir del paso 5.

Coefficiente de gasto:

Para obtener el coeficiente de gasto m deben tenerse en cuenta los factores que afectan su valor:

- Profundidad relativa de llegada (P/H_o).
- Forma de la lámina real en relación con la de proyecto (H_e/H_o).
- Inclinación del paramento superior.
- Posición de la solera o lavadero.

Para este último efecto, deben tenerse en cuenta los cinco posibles casos de condiciones de circulación aguas abajo de la cresta.

- Régimen Supercrítico
- Salto hidráulico incompleto que aparece y desaparece indistintamente.
- Salto hidráulico libre.
- Salto hidráulico ahogado
- Régimen supercrítico con vertedor de pequeña altura.

En los tres primeros casos, las afectaciones al coeficiente de gastos tienen su origen en la posición relativa de la solera respecto a la cresta del vertedor; es decir, el fenómeno que se

manifiesta es de contrapresión del flujo, mientras que en los dos últimos predominan los efectos de ahogo o sumersión del cimacio, debido a los altos tirantes que tienen lugar inmediatamente aguas abajo de este.

Se expresa en :

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

m_0 : coeficiente de gasto nominal, en función de la relación P/H_0 .

σ_1 : coeficiente de corrección por la ocurrencia de cargas H_e diferentes a la de proyecto H_0 .

Obviamente, si $H_e = H_0$ entonces $\sigma_1 = 1$; si $H_e \neq H_0$.

σ_2 : coeficiente de corrección por inclinación del paramento. Con el valor de la relación P/H_e . Por supuesto, si el paramento superior es vertical, el valor de $\sigma_2 = 1$.

σ_3 : Coeficiente de corrección por efecto de la ubicación de la solera (lavadero) aguas abajo. En función de la relación P^*/H_0 .

σ_4 : coeficiente de corrección por sumersión. Con la relación hd/H_e .

c) Forma de la sección transversal.

Las secciones de la cresta cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale de un vertedor de pared delgada, constituye la forma ideal para obtener descargas óptimas.

La forma de la lámina depende de:

- La carga hidráulica total (*)
- La inclinación del paramento superior.
- La carga a velocidad de aproximación.

Para diseñar el cimacio en lo relativo a su forma, como ya se indicó, existen varios métodos, recogidos en la literatura. Se puede afirmar que la mayoría de ellos coinciden conceptualmente y que las diferencias están dadas en las herramientas prácticas para los cálculos: tablas, gráficos o ábacos; que incluso toman en cuenta los mismos tres factores mencionados anteriormente.

La forma de S alargada que aproximadamente tienen los cimacios vertedores, se puede considerar conformada por tres partes o cuadrantes: la porción que se encuentra aguas arriba de la cresta, la porción que se encuentra aguas abajo de la cresta y la unión del cimacio con la solera de aguas abajo. (Pardo y Alegret, 2012)

1.9.2 Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento regulado

El empleo de compuertas para controlar las descargas del vertedor, introduce nuevos elementos en su diseño, en comparación con aquellos libres de compuertas. A continuación se brindan los criterios de diseño, partiendo de considerar conocidas:

- Las dimensiones de las compuertas: ancho b y radio R_c .
- La carga correspondiente al nivel de aguas normales: NAN .
- La carga correspondiente al nivel de aguas máximas: NAM .
- Caudal de diseño Q (considerando ya hecha la transformación del hidrógrafo de diseño)
- Altura superior P e inferior P^* del paramento.
- Espesor de la pila t .

Pasos a seguir:

1) Obtener el coeficiente de gasto m y la longitud efectiva L : igual que en los vertedores automáticos, pues se consideran las compuertas totalmente abiertas y, por tanto, sin intervenir en el vertimiento.

2) Determinar el número de orificios N (espacios entre pilas y entre pilas y estribos) y de pilas n .

$$N = L/b$$

$$n = N - 1$$

3) Calcular la longitud total

$$L_t = L + 2(nK_p + K_e)H_o + nt$$

4) Obtener el perfil del cimacio.

5) Calcular la curva de capacidad de servicio con vertimiento libre bajo la influencia de las pilas.

6) Cálculo del vertimiento regulado.

7) Obtención de la posición del punto de pivote.

La literatura consultada prefiere, entre los ángulos α_c estudiados, el de $\alpha_c = 500$, por lo que se recomienda usar este valor para definir la posición del punto de pivote.

8) Cálculo de la curva de capacidad de servicio para diferentes aberturas de compuertas (a) en el vertimiento regulado.

El proceso de obtención de la capacidad de servicio en el vertimiento regulado consiste en suponer tantas aberturas de compuertas como se desee. Para ello, debe tenerse en cuenta que

las aberturas supuestas no superen el NAN. La longitud L se tomará según el número de compuertas que estén trabajando.

La capacidad de servicio de un aliviadero con compuertas está dada por:

$$Q = \frac{2}{3} CL\sqrt{2g} [H_1^{3/2} - H_2^{3/2}]$$

Donde:

C: coeficiente de gasto.

L: longitud neta, considerando las compuertas en operación.

Finalmente, los resultados obtenidos se adicionan al gráfico de la capacidad de servicio H_e vs Q , obtenido en el vertimiento libre. Se obtendrá una curva que sale del origen de coordenadas, que es la correspondiente al vertimiento libre; y a partir de la cual se ramifica una familia de curvas, en correspondencia con las aberturas de compuertas seleccionadas anteriormente. (Pardo y Alegret, 2012)

1.10 Vertedores de perfil práctico con vacío

En la literatura técnica especializada se encuentra un amplio estudio sobre los cimacios vertedores de perfil práctico sin vacío, es decir, de aquellos en los que las presiones relativas siempre serán positivas cuando funcionan con la avenida de diseño o menores. Algunos autores han concebido la posibilidad de que los PPsV se diseñen para cargas hidráulicas menores que la correspondiente a la avenida de diseño, lo que provocará que cuando esta última tenga lugar, la lámina vertiente tienda a separarse del perfil y al no permitirse la aireación del chorro por su parte inferior, tal separación no se producirá y se crearán presiones negativas en el cimacio, conllevando a un incremento de su capacidad de descarga.

De lo anterior se puede concluir:

1. La conveniencia (reconocida por dichos autores) de que se produzcan presiones negativas para aumentar la eficiencia hidráulica del cimacio vertedor.
2. La preferencia, partiendo de la aceptación de la formación del vacío, porque tenga lugar no solo para cargas elevadas, sino para un intervalo relativamente amplio de funciona-miento del vertedor.

Entre los vertedores PPsV más utilizados en la práctica, se destacan los de tipo elíptico y los de tipo oval. En la literatura técnica especializada se encuentra un amplio estudio sobre los cimacios vertedores de perfil práctico sin vacío, es decir, de aquellos en los que las presiones

relativas siempre serán positivas —cuando funcionan con la avenida de diseño o menores. Algunos autores han concebido la posibilidad de que los PPsV se diseñen para cargas hidráulicas menores que la correspondiente a la avenida de diseño, lo que provocará que cuando esta última tenga lugar, la lámina vertiente tienda a separarse del perfil y al no permitirse la aireación del chorro por su parte inferior, tal separación no se producirá y se crearán presiones negativas en el cimacio, conllevando a un incremento de su capacidad de descarga.(Pardo y Alegret, 2012)

1.10.1 Características generales de los perfiles prácticos con vacío de tipo elíptico

Los vertedores de perfil práctico con vacío PPcV tienen su origen, a diferencia de los perfiles prácticos sin vacío, en la configuración más angosta del cimacio, de forma tal que no coincida con la parte inferior de la lámina libre que vierte sobre un vertedor de pared delgada aireada, pues de esta manera (no permitiendo la aireación del chorro entre él y el cimacio), se crean las condiciones necesarias para la formación del vacío (presiones negativas) en la zona cercana a la cresta del vertedor.

Resulta interesante el planteamiento acerca de la estrecha relación que existe entre la capacidad de descarga del cimacio y las presiones de vacío que tienen lugar en este, de manera tal que en la medida en que aumentan estas últimas, se produce también un incremento en la capacidad de descarga del cimacio vertedor. Precisamente en este aspecto, radica la ventaja principal de este tipo de perfil sobre los ya conocidos y ampliamente difundidos perfiles prácticos sin vacío.

No obstante, al proyectar un perfil práctico con vacío deberá tenerse en cuenta la posibilidad de ocurrencia de dos fenómenos que atentan contra la integridad del cimacio vertedor: la cavitación y la ruptura del vacío.

La cavitación es aquel fenómeno vinculado con el proceso de formación, traslado y destrucción de cavidades pulsantes o burbujas que tienen lugar en el líquido como resultado de la disminución de su presión hasta un valor menor que la presión de vapor de agua, que más tarde implotan al llegar a zonas de mayores presiones. Cuando esto ocurre, se originan sobre el cimacio vibraciones o pulsaciones que provocan la erosión de las fronteras sólidas y la posterior destrucción del mismo, razón por la cual se justifica la no admisión de este fenómeno en el cimacio vertedor.

Una recomendación muy común para evitar la ocurrencia de la cavitación en las secciones vertedoras, lo constituyen las estimaciones de Ajutin, quien plantea que para valores de presiones de vacío inferiores a 6,0m - 7,0m de columna de agua, no ocurre este fenómeno.

La ruptura de vacío es aquel fenómeno que tiene lugar cuando al aumentar considerablemente la carga hidráulica sobre el vertedor, y con ella, la lámina de agua que vierte sobre el mismo, esta llega a despegarse abruptamente y, en consecuencia, desaparece el vacío, el coeficiente de gasto cae bruscamente y, como resultado, se incrementa la carga hidráulica, pudiéndose alcanzar en el embalse alturas por encima del nivel de aguas máximas previsto.

A los efectos negativos mencionados anteriormente producto de la ruptura del vacío, se añade otro más, pues por la propia forma del cimacio, la lámina de agua vertiente tiende adherirse nuevamente, generando pulsaciones del chorro que se traducen en vibraciones del cimacio que ponen en peligro su estabilidad.

Los estudios realizados en perfiles prácticos con vacío han demostrado que este fenómeno de ruptura de vacío tiene lugar sólo para relaciones $H_0/R\phi > 3,6$, lo cual limita el diseño de estos perfiles a valores de la relación $H_0/R\phi \leq 3,6$. En esta relación, el término $R\phi$ es conocido como radio ficticio y se define geoméricamente como el radio del círculo inscrito en el contorno trapecial ABCD. Evidentemente, cuando el vertedor tiene la cresta de forma circular, el radio ficticio es igual al radio real de la cresta del vertedor. Esta definición del radio ficticio tiene infinitas soluciones, debido a que la recta inclinada de talud 2:3 puede ubicarse en cualquier lugar.

En la actualidad los citados fenómenos de cavitación y ruptura del vacío ya no constituyen un obstáculo para el uso de este perfil como sección vertedora, pues todas las investigaciones realizadas han estado encaminadas a solucionar este problema. En tal sentido, en la literatura existen numerosas recomendaciones, entre las que se pueden encontrar las mencionadas con anterioridad, que dan al traste con la ocurrencia de dicho fenómeno.

Los resultados alcanzados, tanto por uno como por otro, durante sus investigaciones acerca de los cimacios elípticos, demostraron que de las relaciones de semiejes de la elipse que conforman la cresta estudiada, $a/b = 1; 2$ y 3 , la de $a/b = 2$ resulta ser la de mejor comportamiento, pues con ella se conjugan eficientemente las presiones de vacío y las capacidades de servicio. (Fig.1.6).

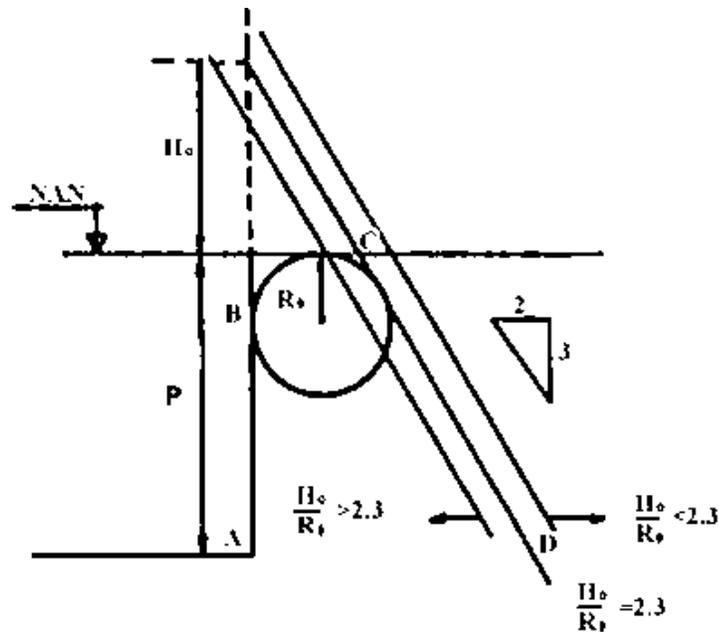


Figura 1.6. Definición de radio ficticio en un vertedor tipo PPcV.

Es por eso que en la actualidad resulta habitual, en el diseño de los cimacios elípticos, el uso de la relación de semiejes $a/b = 2$.

1.10.2 Criterios para el diseño.

El diseño hidráulico de un PPcV debe resolver las interrogantes siguientes:

1. Altura.
2. Longitud.
3. Forma de la sección transversal.

- Altura del paramento P.

- Longitud del cimacio: se obtiene a partir de la expresión fundamental de los aliviaderos

Lo expresado respecto a los PPcV hasta concluir con el proceso iterativo para obtener la longitud vertedora, también es válido para los PPcV, con la excepción de que los valores del coeficiente de gasto para estos últimos debe estar entre 0,49 y 0,57.

Coeficiente de gasto: Los factores que afectan el valor del coeficiente de gasto de los cimacios elípticos con vacío son:

- La carga hidráulica total H_o .
- La velocidad del flujo en el canal de aproximación, condicionada, entre otros factores, por la altura del paramento superior P.
- La inclinación del paramento superior del cimacio.
- La relación de semiejes a/b de la elipse que configura la cresta.

- El radio ficticio $R\phi$.

En términos prácticos:

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

Donde m_0 es el coeficiente de gasto nominal, correspondiente a un cimacio con paramento superior vertical y libre aguas abajo, es decir, sin contrapresión ni ahogo. Y los coeficientes σ_2 ; σ_3 y σ_4 toman en cuenta las afectaciones por inclinación del paramento superior, por contrapresión de la solera y por ahogo, respectivamente.

Forma de la sección transversal:

La forma de la sección transversal de un cimacio elíptico con vacío, de relación de semiejes $a/b = 2$ se logra mediante coordenadas del cimacio. (Razonov, 1958)

Las coordenadas X y Y son para un perfil de radio ficticio $R\phi = 1$, de manera que para obtener las coordenadas correspondientes a un valor de $R\phi \neq 1$, se deberán multiplicar los valores de la tabla de Razonov 1958 por el valor de $R\phi$. Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura, se emplean los mismos criterios presentados para los perfiles tipo WES.

1.11 Factores técnico-económicos que determinan la ubicación y tipo de aliviadero

En el proceso de selección y diseño se debe comenzar por la selección del lugar adecuado para su ubicación y luego el que más se adapta al lugar, pues el proceso inverso conduce por lo general a soluciones caras y un mal funcionamiento hidráulico. Para que el proyectista pueda definir la ubicación y el tipo de aliviadero tiene que considerar un conjunto de factores técnico-económicos de gran importancia:

- Topografía: Zonas de fuertes pendientes dificultarán y encarecerán las labores constructivas, además de incrementar las velocidades del flujo y su energía, imponiendo la necesidad de disipadores de mayor energía y más costosos. Por el contrario, zonas muy llanas impondrán la necesidad de construcción de diques laterales, que incrementarán los costos. Y al ser muy baja la velocidad del flujo, los tirantes de circulación serán grandes, y con ello, la altura de los muros laterales.
- Geología: Suelos de roca con alta capacidad portante, disminuyen los volúmenes de las cimentaciones, pero incrementan los costos de excavaciones. Por el contrario, suelos blandos facilitan las excavaciones, pero incrementan las dimensiones de las cimentaciones.

- Tipo y volumen de la excavación. Estabilidad de los taludes de la excavación: Zonas caracterizadas geológicamente por suelos blandos que requieren profundidades de excavaciones grandes, conllevarán a grandes volúmenes de excavaciones, dado el talud de reposo tan suave o tendido característico de esos tipos de suelos. Por el contrario, suelos duros para iguales profundidades de excavaciones, implicarán menores volúmenes de excavaciones, debido a los taludes más fuertes (o menos tendidos) que requieren.
- Posibilidad de utilizar el material excavado en otras obras del conjunto hidráulico: Si el material resultante de las excavaciones fuera aceptable para ser empleado, por ejemplo, en la construcción de la cortina (presa), resultaría aceptable la variante de emplear aliviaderos que demanden grandes excavaciones, pues el material tendría un uso cercano y, por tanto, contribuiría a reducir el traslado desde canteras que no necesariamente se encontrarán tan cerca como el aliviadero.
- Permeabilidad y resistencia del suelo: Aliviaderos sobre suelos de alta permeabilidad, requerirán de protecciones contra las subpresiones originadas por las elevadas filtraciones por debajo del aliviadero, tales como delantales impermeables en el canal de aproximación o tablestacas para reducir dichas filtraciones. Por otro lado, suelos de alta resistencia admitirán el empleo de aliviaderos que en su funcionamiento se caracterizan por tener determinados niveles de vibraciones, originadas por pulsaciones del flujo de agua sobre ellos, como son los casos de los aliviaderos laterales o de los vertedores con vacío.
- Posibilidades de erosión en la zona del conducto de descarga: Suelos poco resistentes a las altas velocidades del flujo son propensos a sufrir grandes erosiones en la zona de descarga del aliviadero, por lo que requieren el empleo de grandes disipadores de energía que, obviamente, encarecen el costo de la obra.
- Tipo de presa: Cortinas con disponibilidad de hombros (estribos) a ambos lados, con alta capacidad portante, inclinan la balanza hacia la selección de cortinas de hormigón de arco.

Cimientos de suelos de alta capacidad portante, son atractivos para el empleo de cortinas de hormigón de contrafuertes.

Cimientos consistentes en suelos arcillosos de baja permeabilidad, y mediana o baja capacidad portante, propician el empleo de cortinas de materiales sueltos, específicamente de arcilla.

- Finalidad del embalse: Los embalses con capacidad para almacenar grandes volúmenes de agua y que se alimentan de otras presas ubicadas aguas arriba, requerirán de aliviaderos con bajas probabilidades de funcionamiento; y por tanto, estos deben ser sencillos y de bajo costo.
- Categoría de la obra: Conjuntos hidráulicos de baja categoría por su finalidad y por las bajas consecuencias catastróficas derivadas de su fallo, por ejemplo, un embalse con fines recreativos y cercano a la costa, sin objetos de alto valor aguas abajo, no justifica el empleo de aliviaderos complejos o de alto costo.
- Posibilidades de materiales de construcción a emplear: Los aliviaderos principales y auxiliares son siempre de hormigón, de ahí que su calidad depende directamente de los áridos disponibles en la región. En caso de ser áridos de baja calidad, el aliviadero a seleccionar no puede exigir hormigones de alta calidad.
- Nivel de la técnica constructiva: Si la brigada constructora disponible para las labores del aliviadero tiene poca experiencia en el oficio, no es aconsejable el empleo de obras complejas en las que la calidad del terminado desempeña un papel determinante en la eficiencia y durabilidad del aliviadero.
- Ubicación de áreas que no pueden ser afectadas en las cercanías de la obra: Si la descarga del aliviadero queda cercana a la cortina de la presa o de cualquier otra obra, no es aconsejable el empleo de un aliviadero que tenga como dissipador de energía, una estructura tipo trampolín, pues estos se caracterizan por ocasionar fuertes erosiones locales en la zona de descarga.

La ubicación, composición y particularidades constructivas de la obra dependen de los gastos de agua que corra por ellas, desde las cargas hidráulicas que la caracterizan, de las particularidades topográficas y geológicas del relieve, así como los requerimientos que se impongan a su ejecución y su explotación. (Pardo y Alegret, 2012)

1.12. Principales causas de falla o mal funcionamiento de los aliviaderos

La revisión bibliográfica confirma la existencia de varias afectaciones de los fenómenos geoambientales a las partes de una presa, teniendo su mayor incidencia en la cortina y los aliviaderos. En el caso de descarga de agua por ruptura de la cortina, las causas pueden ser:

- Efectos del impacto de fenómenos naturales como sismos y avenidas.
- Mal diseño o construcción.
- Mala selección de los materiales.
- Envejecimiento y falta de mantenimiento.
- Inestabilidad de cimentación y empotramientos.
- Filtraciones y subpresiones.
- Fallas en equipo mecánico (vertedores).
- Mal funcionamiento u operación (del vaso y vertedor).

La frecuencia de fallas ha sido reportadas por muchos autores y, normalmente coinciden en que una tercera parte de las presas colapsan por desbordamiento, es decir, la capacidad de regulación representada por su volumen de almacenamiento y la capacidad de descarga por el vertedor no fueron suficientes para evitar que el agua rebasara su corona y ocasionara daños. Sigue en proporción fallas en la cimentación que corresponden a falta de capacidad del desplante para soportar la cortina y asegurar una estabilidad estructural; y el tercer gran grupo es la ruptura de terraplenes por tubificación y filtraciones en cortinas de tierra. (Galbàn y Sanchez, 2016)

1.13. Métodos para el análisis del funcionamiento las secciones vertedoras en aliviaderos

En la bibliografía internacional se describen varias formas de analizar el funcionamiento de los aliviaderos, todos concurren en valorar determinados indicadores hidrológicos y del estado técnico constructivo que presentan, lo cual suele combinarse con determinadas condiciones ambientales: intensas lluvias que producen avenidas de los ríos, deslizamientos y sismos, generalmente.

Una de las más recientes fue publicada en 2016 por Galbán y Sánchez, los que proponen algunos indicadores más comunes a evaluar para las posibles fallas en aliviaderos por causas geotécnicas y constructivas, entre estos están los siguientes:

- Tipos de suelo en el cuerpo de la cortina. (según sus propiedades físicas, mecánicas y acuíferas, así como su susceptibilidad al deslizamiento).
- Presencia de sales solubles (yesos, halitas, carbonatos) en el material que compone la base del aliviadero.
- Presencia y distribución de filtraciones primarias en el cuerpo del aliviadero.
- Presencia de fallas geológicas en las proximidades del aliviadero.

- Presencia de fisuración potencial primaria en revestimientos de taludes, cuerpo del aliviadero, estructuras disipadoras y canales de entrada y salida (agrietamiento).
- Grado de fracturación o fisuración en los estribos del vertedor.
- Estado técnico constructivo del aliviadero.
- Grado de erosión en la base de los canales.
- Grado de erosión en el pozo amortiguador o estanque.
- Tipo y estado técnico constructivo de las compuertas.
- Presencia de deslizamientos primarios en la base del aliviadero

La presencia de erosión en los taludes, estructuras disipadoras y cuerpo del aliviadero es un indicador del estado técnico constructivo en que se encuentran sus materiales. Un aliviadero erosionado es síntoma de que el concreto ha perdido resistencia y los aceros están en proceso de carbonatación y oxidación, lo que hace a la estructura más vulnerable ante el impacto de un sismo.

En los aliviaderos se pueden definir tres tipos de carga y su cálculo aparece descrito en la literatura especializada (Colectivo de autores, 2001) (Figura 1.7):

1. Carga hidráulica en el embalse (H_{emb}).
2. Carga hidráulica total o de diseño (H_0).
3. Carga hidráulica estática (H).

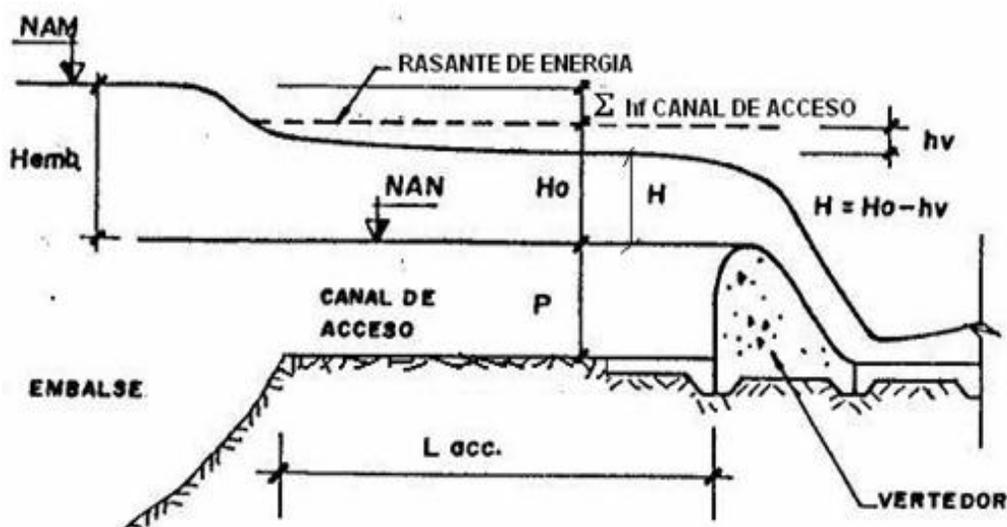


Figura 1.7. Principales parámetros geométricos e hidráulicos del canal de aproximación.

A estas cargas, deberá sumarse la carga sísmica sobre la estructura del aliviadero y la fuerza de subpresión generada por el agua en la base del aliviadero.

Los aliviaderos en ocasiones incluyen compuertas, su tipo y estado técnico constructivo es un indicador que influye en la vulnerabilidad, pues estas reciben el impacto del sismo en la estructura y además el de la masa oscilada de agua en el embalse; determinar su resistencia estructural es un elemento clave.

La presencia rocas carsificadas tanto en la base como en el estanque de descarga y el canal de salida es un elemento que influye en la estabilidad del aliviadero, pues el agua tiende a acelerar estos procesos durante su funcionamiento.

De forma general, en Cuba existe un sistema de inspección a las presas que destaca los principales problemas visuales que esta presenta (Tabla 1.5.), hoy día esta inspección tiene la desventaja de realizarse por inspección visual en la mayoría de los casos. Actualmente se realizan esfuerzos por emplear otros procedimientos para verificar también el funcionamiento de las mismas y sus estructuras hidráulicas, entre ellas los aliviaderos.

Tabla 1.5 Resumen del estado técnico de las presas de Cuba. Fuente: INRH, 2014

Provincia	Total de presas	Cap. Total de Embalse (hm ³)	Presas con Problemas Técnicos (U)	Presas en Prevención Hidrológica por problemas técnicos	
				(U)	Volumen dejado de embalsar: (millones de m ³)
PR.	24	779,83	3	1	3,59
ART	14	268,76	3	1	1,63
MAY	8	157,25	2	1	10,69
LH	15	293,7	3	0	0
MAT	9	183,54	4	3	21,27
CFG	6	1012,33	1	0	0
VC	12	326,8	7	6	139
S.S	9	1273,18	5	2	29,39
C.A	6	149,14	0	0	0
CAM	53	1208,85	2	0	0
L.T	23	350,91	8	5	16,1
HOG	21	919,47	1	0	0
GR	11	940,62	3	0	0
S.C	11	690,31	4	0	0
GTM	6	344,4	4	0	0
MEIJ	14	229,58	9	0	0
TOTAL	242	9128,66	59	19	221,6

En el caso de los perfiles vertedores de los aliviaderos, se han empleado indistintamente varias metodologías que analizan distintos elementos o variables. Actualmente estos elementos se analizan con el auxilio de software profesionales.

Durante los últimos 15 años, el auge de los modelos numéricos dimensionales y tridimensionales ha permitido la simulación de grandes obras hidráulicas con estos software, destacándose:

- *MODFLOW (Simulación del agua subterránea y los procesos físicos relacionados)
- *MT3DMS (Modelamiento hidrogeológico)
- Iric (Modelación de ríos)
- *HEC-RAS (Los modelos hidráulicos de río utilizan la gradient y la topografía para evaluar el tirante, las velocidades y las zonas inundadas)
- *SAGA GIS (análisis espacial y caracterización de cuencas)
- Otros software de simulación dinámica de fluidos computacionales
- *ANSYS-FLUENT
- *Open FOAM (Modelación de dinámica de fluidos computacional)
- *Tablecurve 2D

Destaca por sus ventajas la aplicación del Software TableCurve 2D v5 (Figura 1.8)

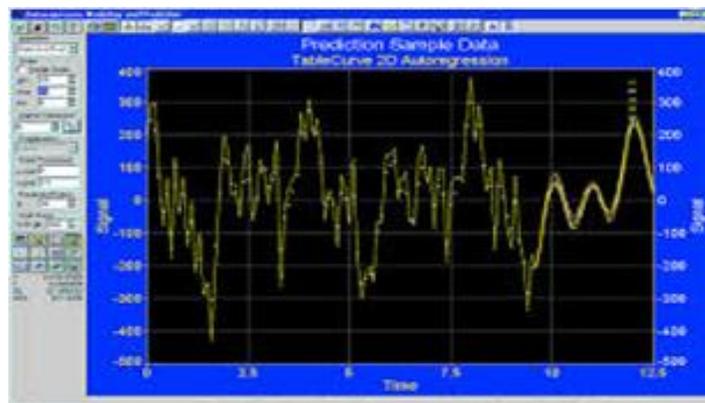


Figura 1.8 Imagen de la pantalla principal del software TableCURVE 2D V5

Este software incorpora miles de ecuaciones para permitir a científicos e ingenieros hallar el modelo ideal para sus datos, incluso para los conjuntos de datos más complejos, en cualquier aplicación. El programa ajusta los datos automáticamente y a gran velocidad. Tras complementar el ajuste, TableCurve 2D muestra una lista de las mejores ecuaciones de ajuste y la información necesaria para seleccionar la que cumple con los requerimientos de modelo ideal, permitiendo su edición así como generación de informes, gráficos y transferencia de

datos a las aplicaciones de Windows, incluyendo Excel. Es una alternativa de método de ensayo y error en la búsqueda del modelo óptimo para sus datos:

- Encuentra rápidamente las mejores ecuaciones que describen sus datos. La librería de TableCurve 2D contiene amplia variedad de modelos lineales y no lineales para cualquier aplicación.
- Automatiza el ajuste eliminando la necesidad de recurrir al procedimiento de ensayo y error. Ajusta al instante miles de ecuaciones disponibles o sólo las seleccionadas por el usuario, sin necesidad de programación.
- Ajusta ecuaciones definidas por el usuario
- Extrapola con precisión cualquier conjunto de datos. Aumenta la precisión de sus predicciones gracias a los procedimientos autorregresivos más avanzados.

Incluye todas las herramientas necesarias para hallar el modelo ideal:

- Revisión gráfica de los resultados de ajuste. Ordena las ecuaciones de ajuste de acuerdo al criterio estadístico seleccionado por el usuario y dibuja los ajustes al seleccionarlos en la lista. Además de comparar gráficamente los resultados diferentes ecuaciones, permite representar los residuales y añadir intervalos de confianza y de predicción de los datos.
- Gestión eficiente de datos complejos. Ofrece el estado del arte en técnicas de suavizado y eliminación de ruido de los datos. Permite además el reajuste de los datos ignorando puntos extremos.
- Modelado preciso de conjuntos de datos exóticos. Incluye procedimientos de estimación /interpolación no paramétricos para ecuaciones raras que no pueden describirse adecuadamente mediante modelos paramétricos.

TableCurve 2D permite además:

- Flexibilidad en la generación de gráficos y ficheros de salida:
- Previsualización de gráficos o edición en calidad para publicación en diversos formatos.
- Informes profesionales con gráficos y tablas
- Datos y ecuaciones en formatos Excel, Lotus, ASCII y SigmaPlot.
- Incrementar la productividad con la opción de automatización. Sin necesidad de programación, permite procesar simultáneamente lotes de conjuntos de datos.

TableCurve 2D incorpora el estado del arte en capacidades para el ajuste de curvas y la modelación de datos bidimensionales. Esta potente herramienta ajusta de forma automática

3.665 ecuaciones incorporadas desde todas las disciplinas para encontrar la que proporciona el ajuste ideal a sus datos

La versión de 5.01 de TableCurve aporta como novedades los métodos de predicción y la integración de la automatización de procesos, además de novedades y mejoras en otras rutinas.

CAPITULO II: SITUACIÓN ACTUAL DE LOS PERFILES VERTEDORES EN LOS ALIVIADEROS DE LAS PRESAS DE LA PROVINCIA HOLGUÍN

2.1.Generalidades de los embalses de la provincia Holguín.

Hasta el año 1959, había 13 presas en Cuba con una capacidad total de 47,8 millones de metros cúbicos en total. De ellas 8 estaban en Camagüey y estas tenían una capacidad de 28,6 millones de metros cúbicos. A partir de los comienzos de los años 70,el estado comienza la construcción de presas. Para el año 1984, existían ya 105 presas construidas para una capacidad de 5822.6 millones de metros cúbicos. En el 2008 habían ya 232 presas con una capacidad de almacenamiento de 8744.3 millones de metros cúbicos.(INRH, 2014)

Gracias al desarrollo de la voluntad hidráulica en Cuba proclamada por el Comandante en Jefe Fidel Castro Ruz, hoy la provincia Holguín cuenta con 21 embalses que benefician a sus 14 municipios, los mismos están al servicio del sector poblacional, la industria y a los sistemas de regadío de los cultivos agrícolas.(INRH, 2014)

Hay varias presas que mantienen altos índices en el país entre las cuales sobresale la de Mayarí, la segunda mayor de Cuba luego de la Zaza en Santi Spíritus con 345 millones de metros cúbicos, de los 353 que es su capacidad total. La presa de Mayarí es considerada una obra maravilla de la ingeniería civil cubana.(INRH, 2014)

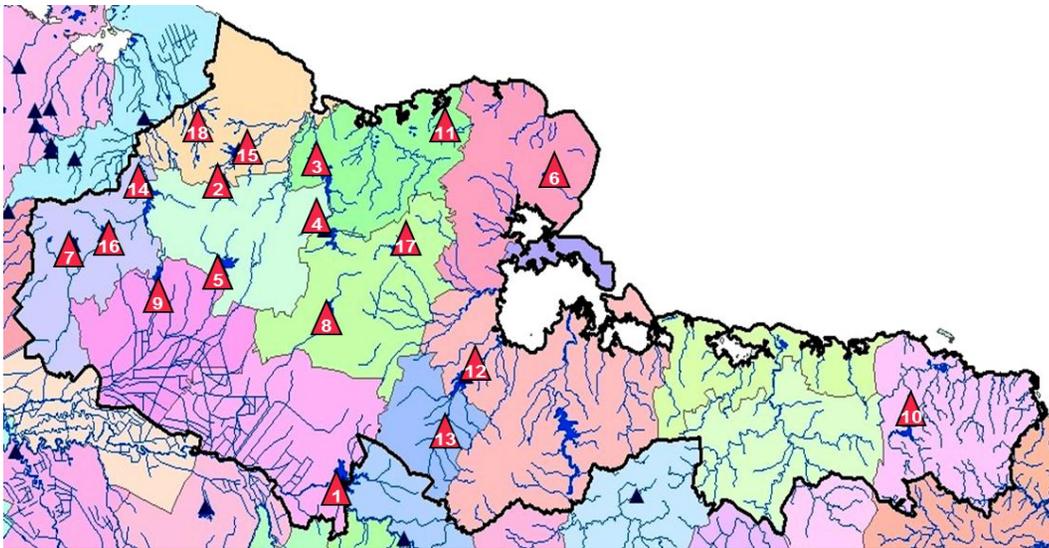
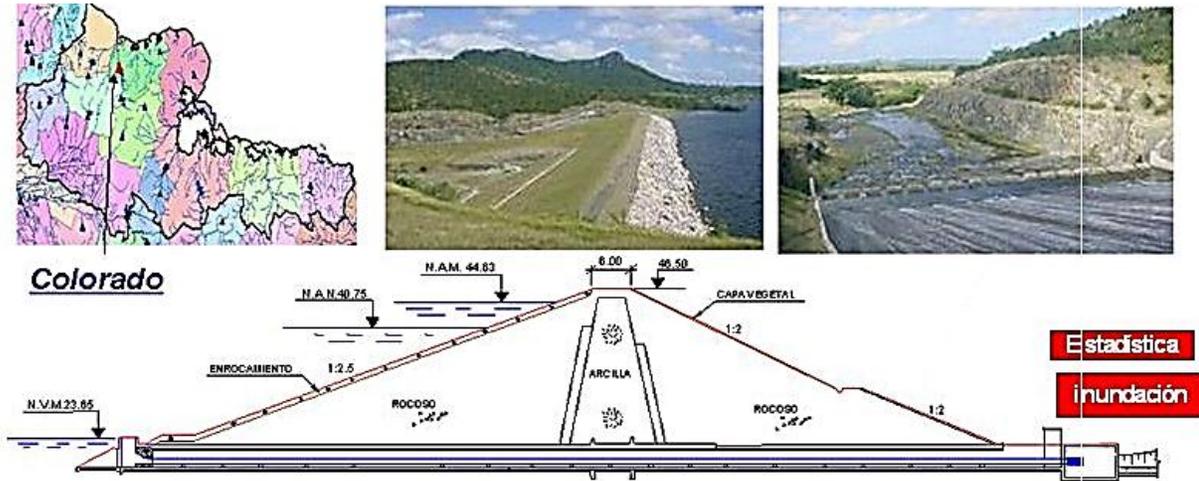


Figura 2.1 Ubicación de las presas de la provincia Holguín. Fuente: INRH, 2016

es frontal de umbral ancho. El frente vertedor tiene una longitud de 55m, con un nivel de vertimiento en la cota 40,75m. El nivel de aguas normales se encuentra en la cota 44,63m y la carga sobre el vertedor es de 3,88m. El gasto de diseño para una probabilidad del 1% es 604 m³/s.



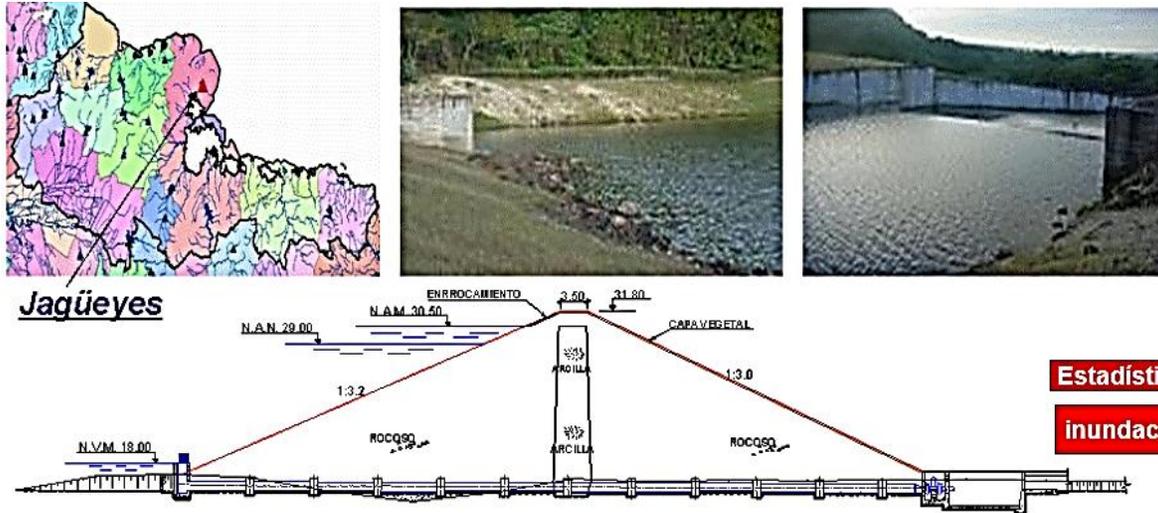
2.4 Presa Guirabo (INRH, 2011)

Se localiza en el municipio Holguín, a la misma se accede por la carretera Holguín-Guirabo, en las coordenadas N 243,20 y al E 553,7. Es una presa homogénea y de categoría 4, el objetivo de esta es el abasto de agua a la zona sur de Holguín y zonas poblacionales. El aliviadero es lateral de trinchera y el tipo de sección vertedora es de perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 14 m con nivel de vertimiento se encuentra en la cota 100 m. El nivel de aguas máximas está en la cota 102,7m con una carga sobre el vertedor de 2,2 m. El gasto de diseño es de 135 m³/s para una probabilidad del 1%.



2.5 Presa Jagüeyes (INRH, 2011)

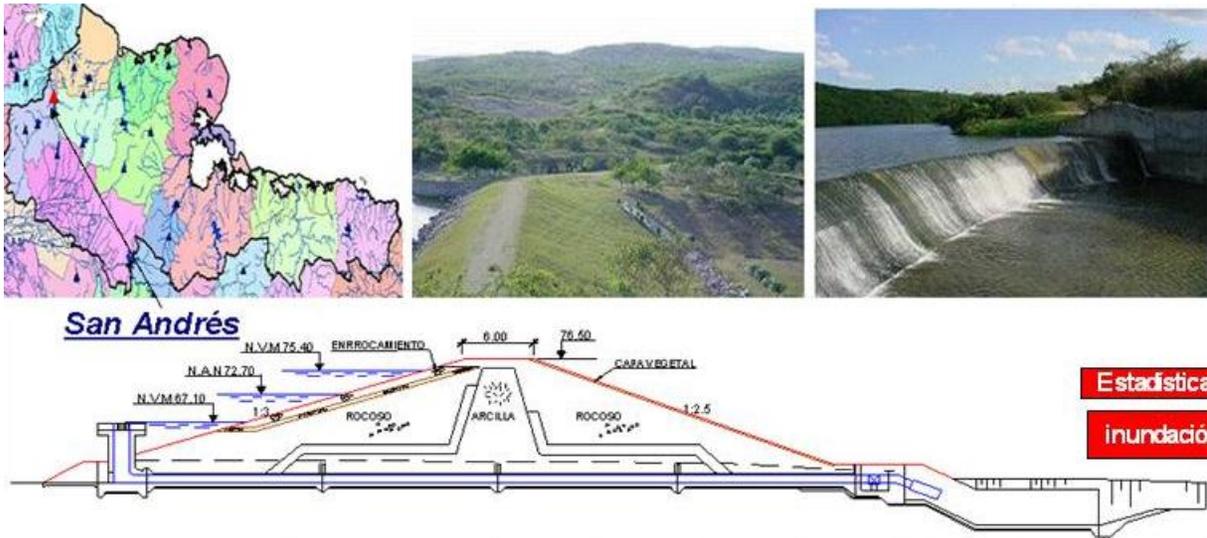
Ubicada en el municipio Banes tiene como objetivo el riego a cultivos varios. Es una presa mixta de categoría III. A la misma se accede por la carretera hasta Banes y luego el camino hasta Godínez, con coordenadas N:257,3 y al E:620,9.



El aliviadero es de tipo frontal y la sección vertedora es de perfil práctico sin vacío. La sección vertedora tiene una longitud de 27m con un nivel de vertimiento de 29m. La cota del nivel de aguas máximas es 30,5m con una carga sobre el vertedor de 1,5m. El gasto de diseño es de $107\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad de 0,5%.

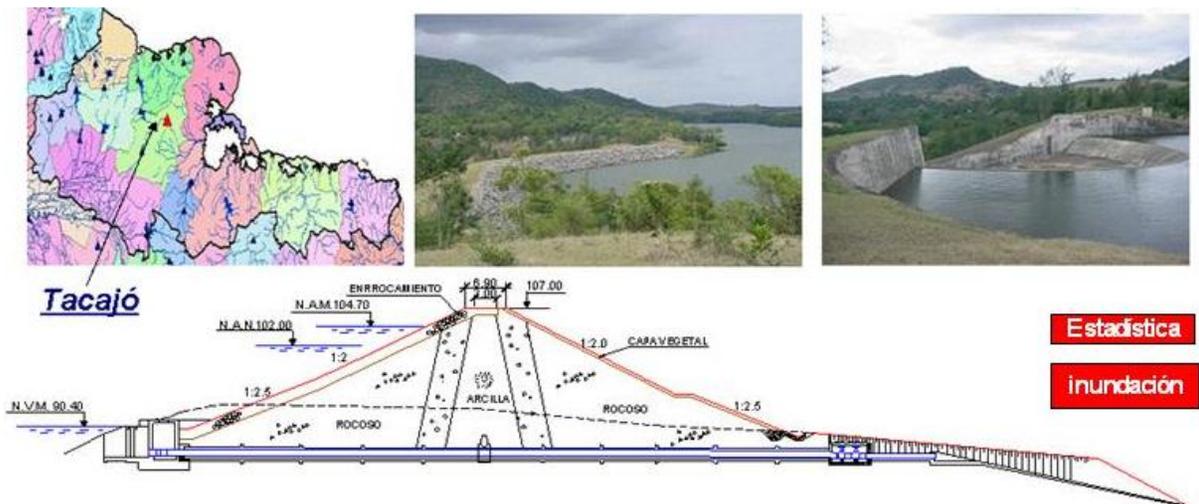
2.6 Presa San Andrés (INRH, 2011)

Se localiza en el municipio Calixto García, a la misma se accede por el camino a Yuraguanal en las coordenadas N: 258,760 y al E: 538,760. Su objetivo es el riego de viandas y hortalizas. Es una presa tipo mixta de categoría IV. El aliviadero es frontal-semiabánico, con sección vertedora de perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 60m, con un nivel de vertimiento en cota 72,7m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 75,40m con una carga sobre el vertedor de 2,7m. El gasto diseño para una probabilidad del 1% es

76m³/s.

2.7 Presa Tacajó (INRH, 2011)

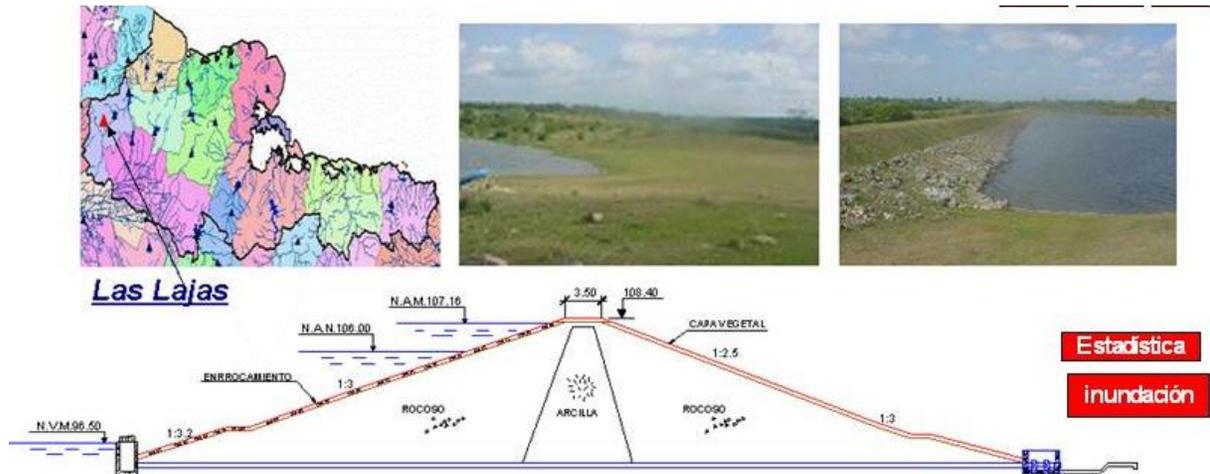
Ubicada en el municipio Báguanos, es una presa mixta de categoría IV que tiene como objetivo el riego y abasto poblacional. A la misma se accede por la carretera Holguín-Banes, a la izquierda del camino existente del poblado de Tacajó. El aliviadero es frontal-abanico y el tipo de sección vertedora es perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 74 m, con un nivel de vertimiento en la cota 102m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 104,7m, con una carga sobre el vertedor de 2,7m. El gasto de diseño es de 610m³/s para una probabilidad del 2%.



2.8 Presa Las Lajas (INRH, 1999)

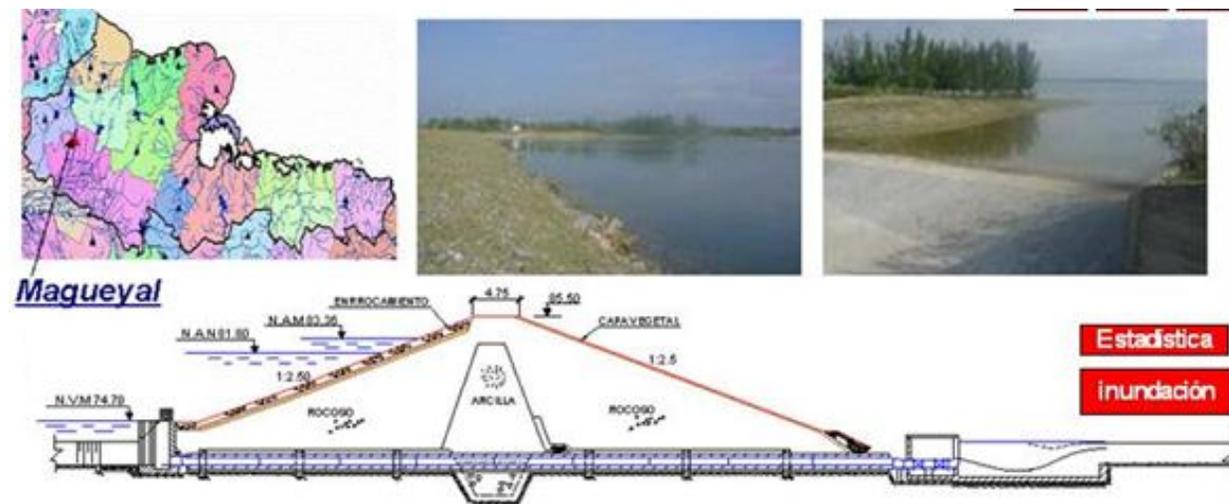
Ubicada en el municipio Calixto García en las coordenadas N:248,5 y E:523,5 a la cual se accede por el camino Buenaventura a San Ramón . Es una presa mixta de categoría IV. Su

objetivo es el riego. El aliviadero es frontal y su tipo de sección vertedora de umbral ancho. La longitud vertedora es de 75m con un nivel de vertimiento de 106m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 107,16m y la carga sobre el vertedor es de 1,16m. El gasto de diseño para una probabilidad del 5% es de $145,4\text{m}^3/\text{s}$.



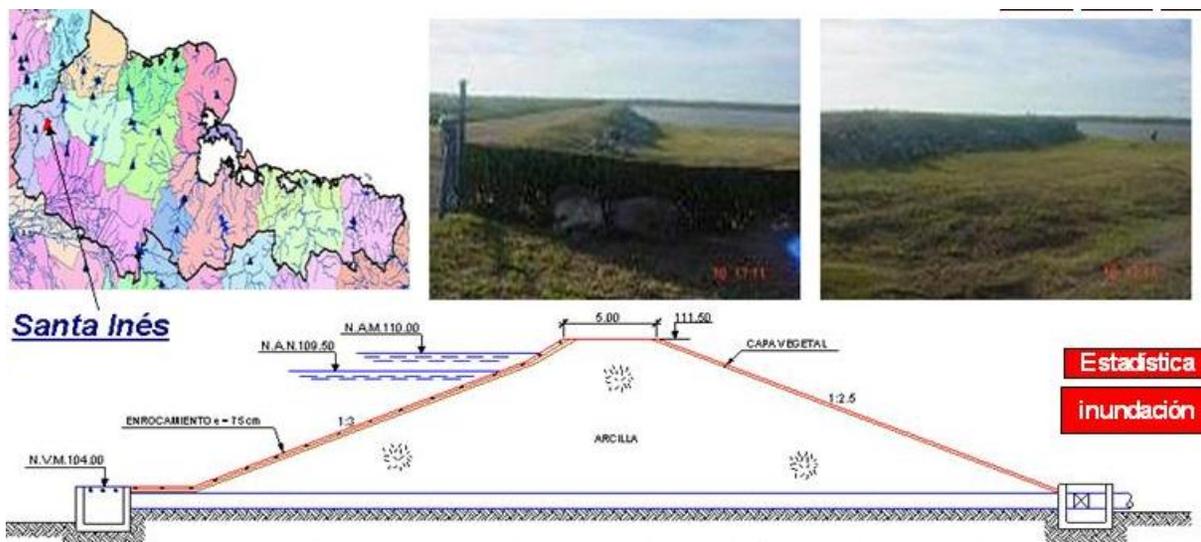
2.9 Presa Magueyal (INRH, 2011)

Localizada en el municipio Cacocúm en las coordenadas N:240,2 y E:540,1, a la misma se accede por la carretera central vía Habana, central Antonio Maceo hasta Arroyo Blanco y la entrada a la izquierda hasta Magueyal. Es una presa mixta categoría IV. El aliviadero es lateral de trinchera y su sección vertedora de umbral ancho. El frente vertedor tiene una longitud de 41,30m, con un nivel de vertimiento en la cota 81,80m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 83,36 con una carga sobre el vertedor de 1,56m. El gasto de diseño es de $125\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad del 1%.



2.10 Presa Santa Inés (INRH, 2011)

Ubicada en el municipio Calixto García en las coordenadas N:250 y E:530 , a la misma se accede por la carretera central hasta el cruce Las Calabazas y luego el camino hacia la Jíquima. Es una presa mixta de categoría IV. Su objetivo es el riego. El aliviadero es frontal de umbral ancho. El nivel de aguas máximas tiene la cota 109,5m ,el frente vertedor tiene una longitud de 25m con un nivel de vertimiento en la cota 108,20m. La carga sobre el vertedor es 1,3m. El gasto de diseño para una probabilidad del 5% es $66\text{m}^3/\text{s}$.



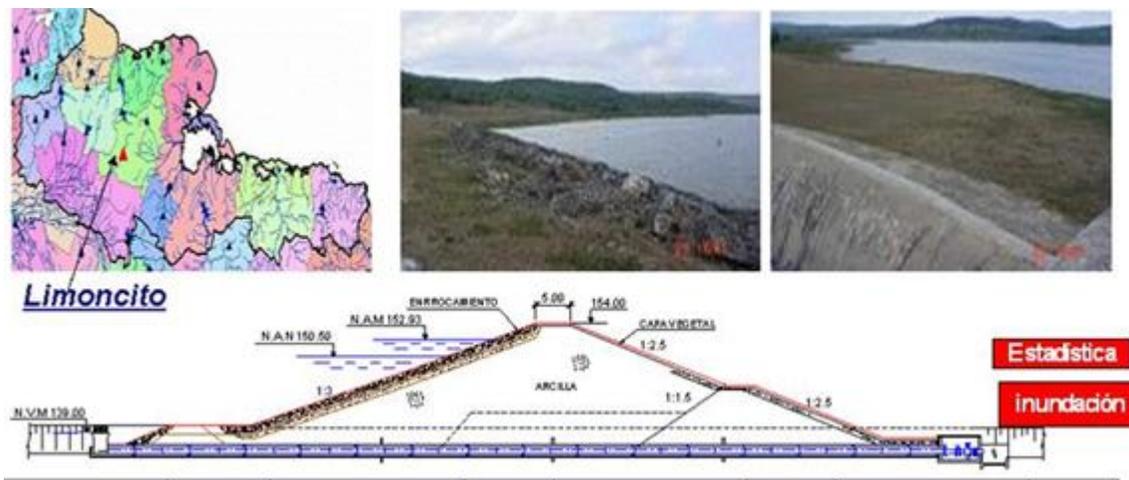
2.11 Presa Bio (INRH, 2011)

Localizada en el municipio Báguanos en las coordenadas N: 204,48 y E: 577,16 , a la misma se accede por la carretera San Germán, desvió para Alto Cedro , por el asentamiento poblacional Boca Bío. Es una presa de categoría III, de tipo homogénea. El aliviadero es frontal-abanico y el tipo de sección vertedora es perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 116,8m con cota de vertimiento 76,99m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 8,80m, con una carga sobre el vertedor de 1,8m. El gasto de diseño es de $540\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad del 5%.



2.12 Presa Limoncito (INRH, 2011)

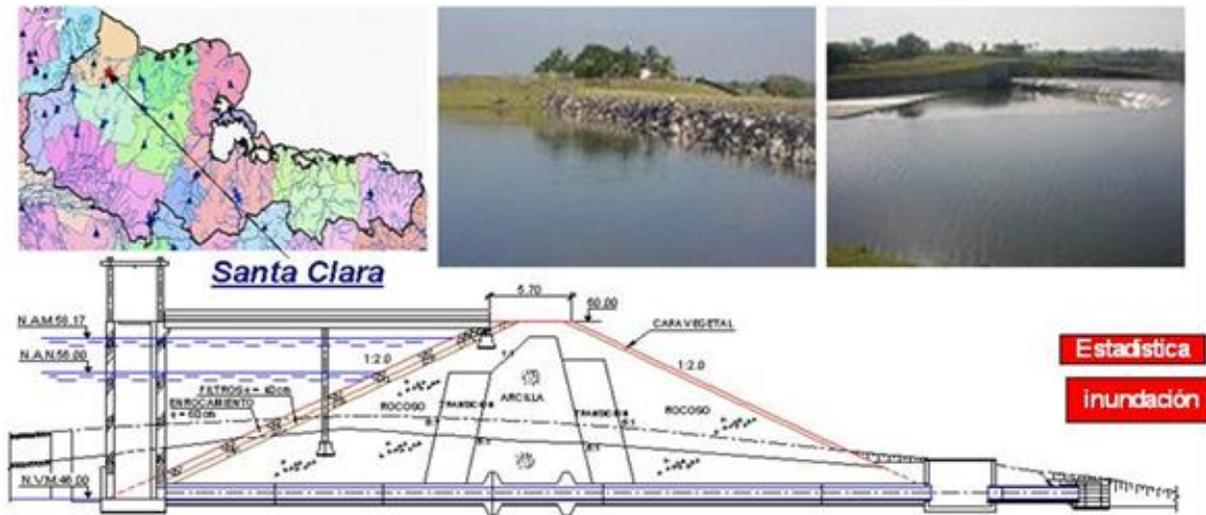
Situada en el municipio Bâguanós en las coordenadas N: 234,5 y E: 575,140, a la misma se accede por la carretera Holguín-Mayarí, km 22 a la derecha por terraplén a unos 3,5km. Su objetivo es el riego de viandas y hortalizas. Es una presa homogénea con espaldones de rocosos, de categoría IV. El aliviadero es frontal-semi abanico y el tipo de sección vertedora es de perfil practico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 60m con nivel de vertimiento en cota 150,50m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 152,93m. La carga sobre el vertedor es 2,43m. El gasto de diseño es de $523,40\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad de 1%.



2.13 Presa Santa Clara (INRH, 2011)

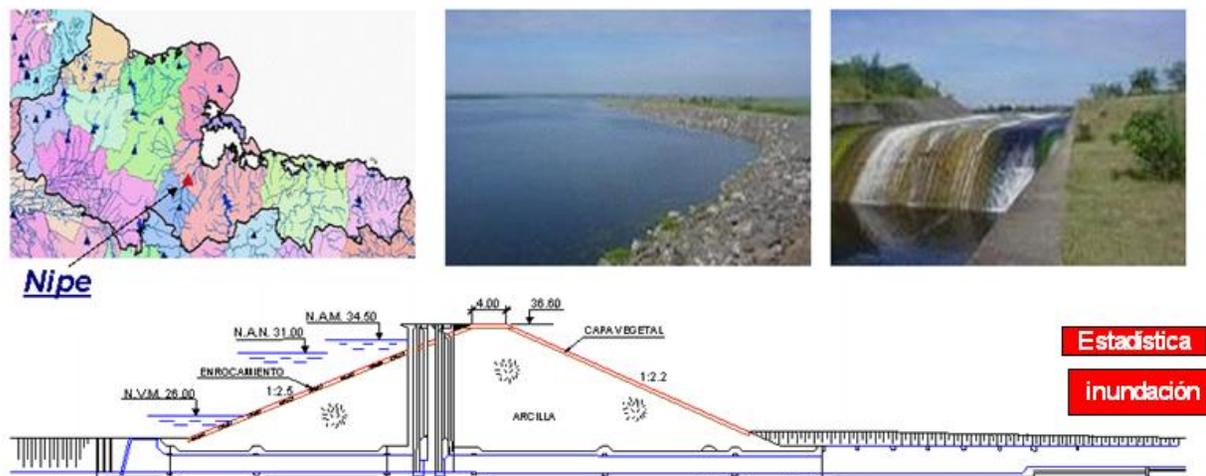
Situada en el municipio Gibara, en las coordenadas N:264,3 y al E:557,7, a la misma se accede por la carretera Gibara hasta Floro Pérez y luego a la izquierda hasta Pedregoso. Es una presa mixta de categoría --, su objetivo es el riego de cultivos varios. El aliviadero es frontal-abanico y el tipo de sección vertedora perfil practico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de

131,88m, con cota de inicio de vertimiento 55,97m y el nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 58,17m. La carga sobre el vertedor es de 2,1m y el gasto de diseño es de $820\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad del 0,5%.



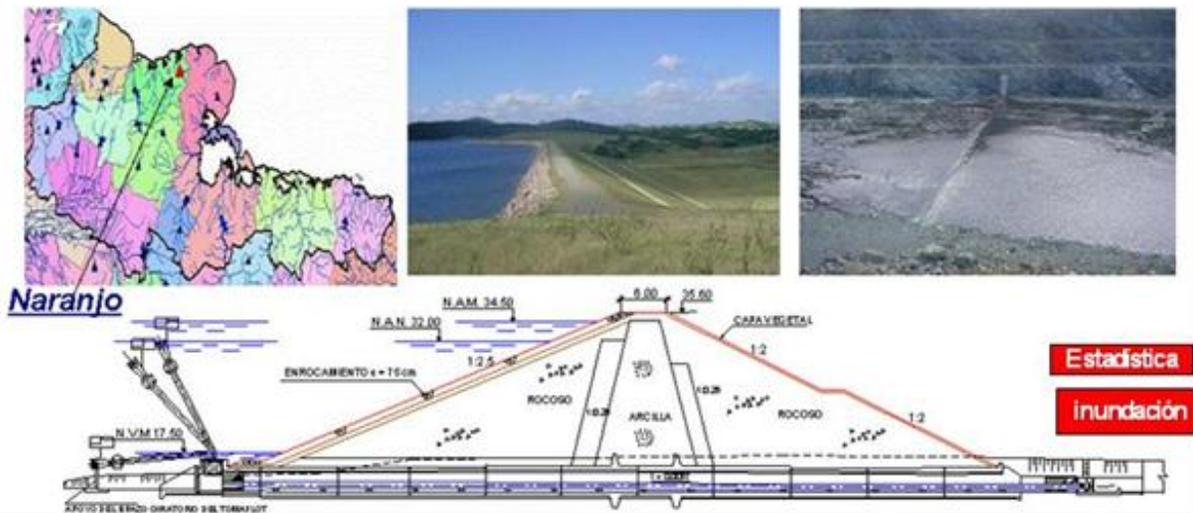
2.14 Presa Nipe (INRH, 2011)

Ubicada en el municipio Mayarí en las coordenadas N: 222,8 y E: 603, la vía de acceso de esta es la carretera central Holguín - Mayarí. Es una presa homogénea construida de materiales locales y arcilla, y es de categoría III. Su objetivo es el riego y el abasto poblacional. El aliviadero es frontal-abanico, de sección vertedora tipo perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 150m con cota de vertimiento 31m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 34,64 con una carga sobre el vertedor de 3,6m. El gasto de diseño para una probabilidad del 0,5% es de $2350\text{m}^3/\text{s}$.



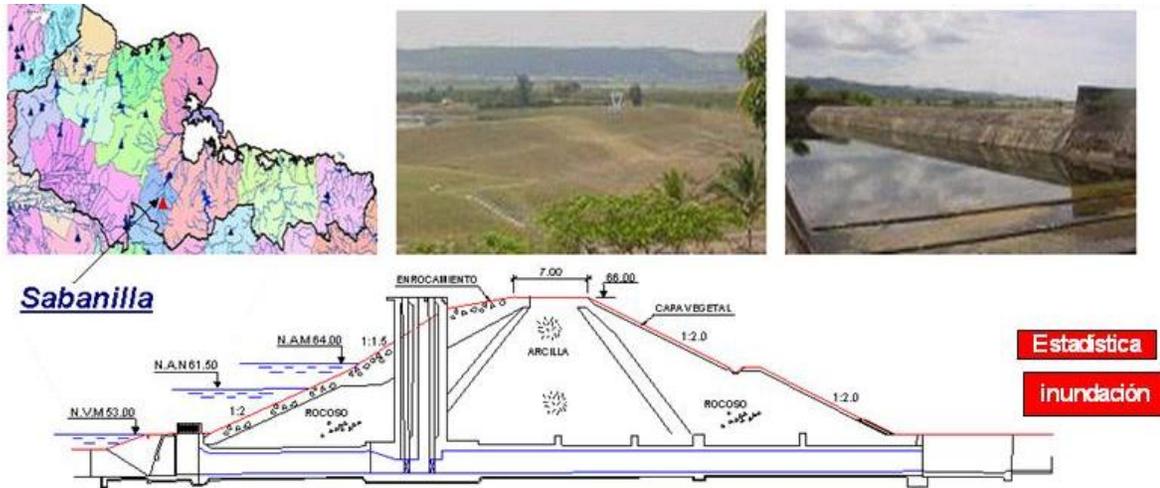
2.15 Presa Naranjo (INRH, 2011)

Ubicada en el municipio Rafael Freyre en las coordenadas N: 248,5 y E: 523,5, la vía de acceso a la misma es por la carretera Holguín- Guardalavaca, 1km a la derecha antes de llegar al río el Naranjo. Es una presa mixta de categoría III, y su objetivo es el abasto a las obras de turismo norte . El aliviadero es frontal de umbral ancho. El frente vertedor tiene una longitud de 60 m, con un nivel de vertimiento en cota 32 m y el nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 34,5m. La carga sobre el vertedor es de 2,5m y el gasto de diseño es de $355\text{m}^3/\text{s}$ para una probabilidad del 1%.



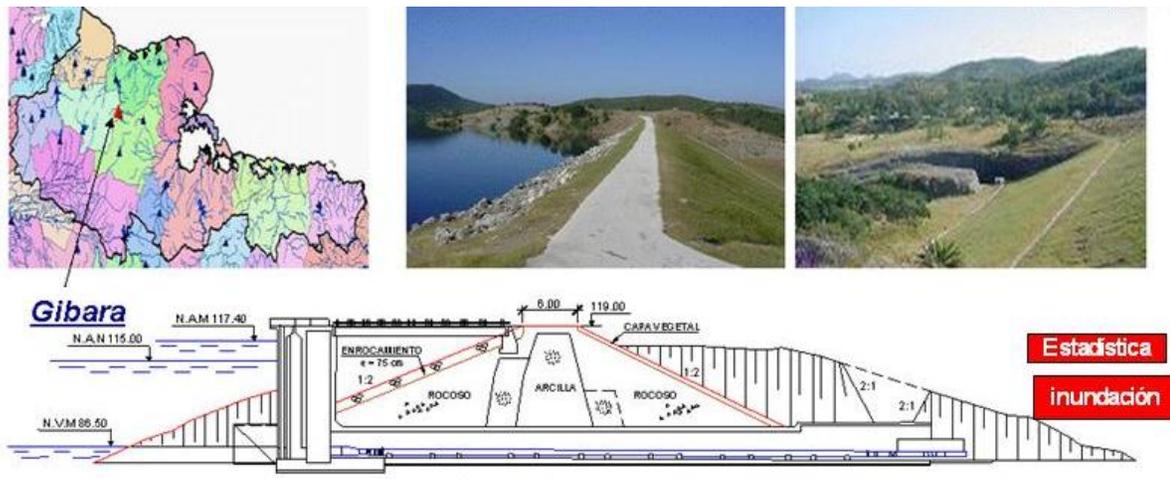
2.16 Presa Biràn (INRH, 1999)

Se ubica en el municipio Cueto en las coordenadas N:212,5 y E:598,3 , a la misma se accede por la carretera Holguín - Mayarí, entrada por el paso de Las Vacas, además de tener entrada por la carretera Marcané - Birán-Castro. Es una presa mixta, categoría IV Norma Soviética. Su objetivo es el riego y abasto poblacional. El aliviadero es lateral y el tipo de sección vertedora es de perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 150 m con un nivel de vertimiento en la cota 50.0 m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 64m con una carga sobre el vertedor de 2.5m y el gasto de diseño para una probabilidad del 1% es de $1250.0\text{m}^3/\text{s}$.



2.17 Presa Gibara (INRH, 2011)

Ubicada en el municipio Holguín a la cual se accede por la entrada del asentamiento poblacional Asientos Molidos por la carretera Guardalavaca en las coordenadas N:249,600 y E:574,2. Esta presa es de tipo mixta de categoría III, su objetivo es el abasto poblacional de Holguín potabilizando sus aguas en la planta Holguín II de esta ciudad. El aliviadero es de tipo automático frontal curvo en planta y el tipo de sección vertedora es perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 41m con nivel de vertimiento en cota 114,78m. El nivel de aguas máximos se encuentra en la cota 117,4m, con una carga sobre el vertedor de 2,4m. El gasto de diseño para una probabilidad del 0,5% es $309\text{m}^3/\text{s}$.



2.18 Presa Mayarí (INRH, 2012)

Este es el embalse más alto de Cuba y el único construido con enrocamiento y pantalla impermeable de hormigón. Sus características de acceso desde la base hasta la corona por viales asfaltados son únicas. Almacena 354 millones de m^3 .

El aliviadero principal tiene un nivel de aguas máximas de cota 97,12 m con un nivel de vertimiento de 85 m y un frente vertedor de 20 m. La carga vertedora es de 12,12 m. El gasto de diseño es de $1384,28\text{m}^3/\text{s}$.

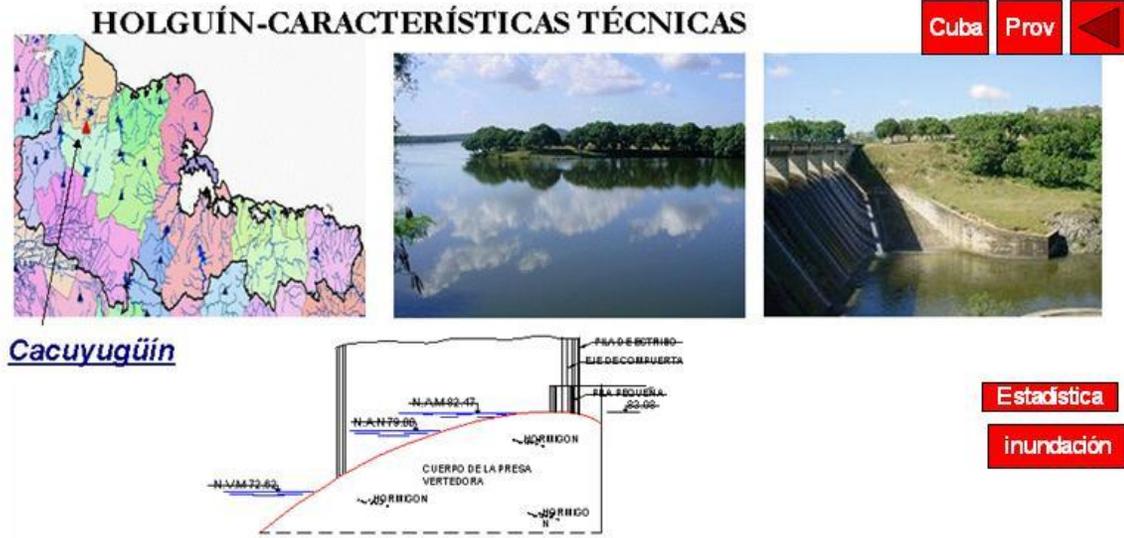
El aliviadero auxiliar 1 tiene el nivel de aguas máximas en la cota 97,12 m, la cota de vertimiento es de 93,60m con un frente vertedor de 120m. La carga vertedora es de 3,60m y el gasto de diseño es de $1735,68\text{m}^3/\text{s}$.

El aliviadero auxiliar 2 tiene una longitud de 70 m en el frente vertedor, con una cota de vertimiento de 93,60 m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 97,12 m y la carga vertedora es de 3,52 m. El gasto de diseño es de $84,63\text{m}^3/\text{s}$.



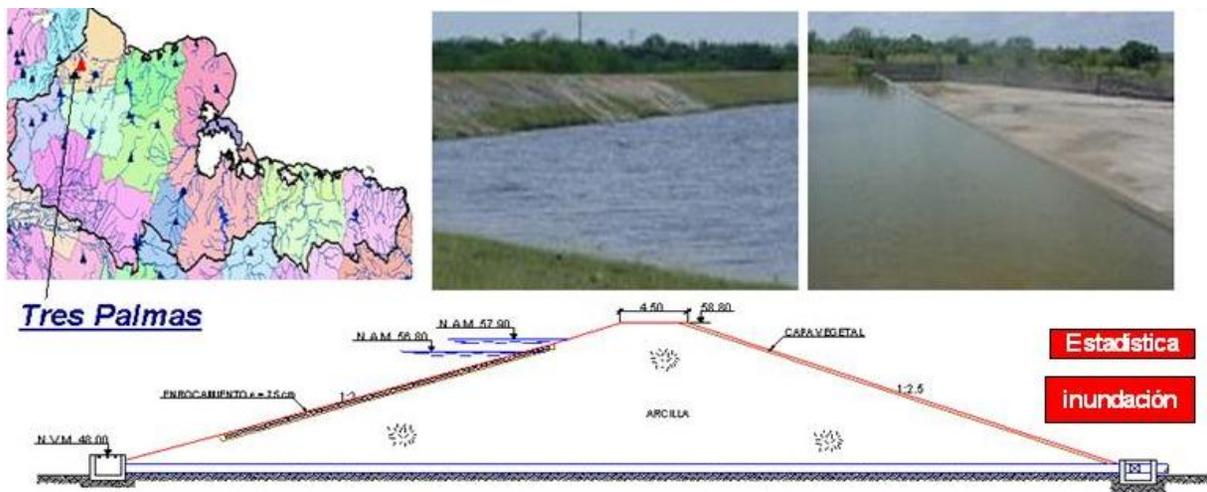
2.19 Presa Cacoyugüín (INRH, 2011)

El aliviadero es frontal y su sección vertedora es de tipo perfil práctico sin vacío. El frente vertedor tiene una longitud de 94 m, con cota de vertimiento 79 m. La carga vertedora es de 3,47 m y el nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 82,47 m y para una probabilidad de 0,5% el gasto de diseño es $1300\text{m}^3/\text{s}$.



2.20 Presa Tres Palmas (INRH, 2011)

Ubicada en el municipio de Gibara en las coordenadas N: 267,8 y E: 549,8, a la misma se accede por la carretera Holguín - Velazco, al llegar al poblado dirigiéndose a la derecha. Es una presa tipo homogénea categoría IV y su objetivo es el riego de caña y cultivos varios. Cuenta con 2 aliviaderos. En el aliviadero principal el nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 57,90 m, y tiene una cota de vertimiento de 56,80 m, la carga de diseño es de 1,10 m. La longitud vertedora es de 59,75 m y el gasto de diseño es de 128 m³/s. El aliviadero auxiliar tiene el nivel de aguas máximas en la cota 57,90 m y alcanza el vertimiento en la cota 57,15 m, posee una carga de diseño de 0,75 m. La longitud vertedora es de 110,00 m. El gasto de diseño es de 122,00 m³/s.



2.21 Presa Seboruquito (INRH, 2012)

Ubicada en el municipio Mayarí, el cierre se ubica al Noroeste del embalse Melones en las coordenadas N:216,95 y al E:620,83. Constituye un objeto de obra dentro del conjunto de obras concebido para el Trasvase Este-Oeste, en el tramo Melones-Sabanilla, por lo que su ubicación y diseño responden a este objetivo, correspondiéndole la función de recibir las entregas realizadas desde el embalse Melones a través del túnel de toma izquierdo, permitiendo que continúen circulando a través del túnel Seboruquito-Esperanza. El aliviadero es de tipo frontal de perfil práctico con vacío. Es una presa mixta, de categoría III El frente vertedor tiene una longitud de 16,60 m, el nivel de aguas normales se encuentra en la cota 66,55 m, con una carga sobre el vertedor de 3,00 m. El gasto de diseño para una probabilidad del 1% es de 210,00 m³/s.

2.22 Presa Esperanza (INRH, 2012)

Este asentamiento está situado próximo a la confluencia del Arroyo Esperanza (donde se ubica el cierre) con el río Enmedio. Este último es a su vez afluente del río Mayarí. Las coordenadas de intersección del cierre con el arroyo son: N: 216 62 y E: 619 33.

Esta obra forma parte del Trasvase Este-Oeste, siendo el segundo embalse del tramo, “Melones Sabanilla”. Su objetivo fundamental es dar continuidad a las aguas provenientes de la Presa Melones hacia la Presa “Sabanilla”.

Como objetivo secundario que no se ha tenido en cuenta en este proyecto puede considerarse la derivación de parte del escurrimiento del arroyo ($W_o = 1.13 \text{ Hm}^3$) así como brindar servicio de agua no tratada por gravedad al asentamiento poblacional aguas abajo.

El agua llega al vaso del embalse a través del Canal “Esperanza” el cual la recibe de la Presa “Seboruquito” mediante el túnel “Seboruquito-Esperanza” dando continuidad hacia el puente canal sobre el río Enmedio a través del túnel “Esperanza-Enmedio”. Este túnel constituye la obra de toma de la Presa, contando con un proyecto independiente. Es una presa mixta, de categoría IV. El aliviadero es frontal de tipo perfil práctico con vacío, el frente vertedor tiene una longitud de 9,50 m. El nivel de aguas normales se encuentra en la cota 66,55 m, con una carga sobre el vertedor de 3,00 m. El nivel de aguas máximas se encuentra en la cota 69,55. El gasto de diseño es de 120 m³/s para una probabilidad del 1%.

CAPITULO 3: RESULTADO DEL ANÁLISIS DE LOS PERFILES VERTEDORES EN LOS ALIVIADEROS DE LAS PRESAS DE LA PROVINCIA HOLGUÍN.

3.1. Sobre la selección del método de análisis.

Para el análisis del funcionamiento de los perfiles vertedores de las presas de Holguín, se realizarán distintos pasos que incluyen mediciones de campo, con una combinación de los métodos actuales identificados en la literatura especializada; para ello se ejecutará lo siguiente:

- Confección del perfil de los vertedores a partir del levantamiento topográfico realizado (con una equidistancia entre puntos de 50 cm)
- Confección de la curva de carga (H) contra gasto (Q), en función de la longitud real del vertedor, obtenida en el levantamiento topográfico y el uso de la curva de ajuste obtenida con el software TableCurve 2D v5.
- Elaboración de una hoja de cálculo en Excel con la ecuación fundamental del vertedor.
- Elaboración de tabla de calibración donde se brinda el gasto del vertedor cada 1,00 cm.
- Interpretación de los resultados.

Todas las mediciones previas para el análisis de los perfiles vertedores de las presas, fueron realizadas por el equipo de trabajo de Raudal. En lo adelante se muestra el resultado de su procesamiento con la aplicación de las técnicas informáticas antes mencionado.

Se realizó el análisis a todas las secciones vertedoras de las presas de la provincia Holguín, del cual fue anexada las fichas técnicas obtenidas. Por la extensión de la investigación fueron seleccionadas para el análisis en este capítulo tres presas de la provincia, las cuales tienen distintas soluciones de vertedores en sus aliviaderos, ellas son: la Presa Mayarí, Cacoyugüin y Moa.

3.2. Análisis de los perfiles vertedores en los aliviaderos de las presas seleccionadas.

A continuación se muestran los resultados del estudio realizado para estas presas con con el software TableCurve 2D v5 y la obtención de la Curva de H carga contra L longitud; así como los datos de estos análisis en el software Microsoft Excel.

Tabla 3.1 Datos de diseño del perfil vertedor de la Presa Mayarí

ALIVIADERO DE LA PRESA:		Mayarí.
TIPO DE ALIVIADERO:		Frontal.
SECC. VERT. ALIVIADERO PRINCIPAL		Umbral Ancho.
SECC. VERT. ALIVIADERO AUXILIAR 1		P.P.C.V
SECC. VERT. ALIVIADERO AUXILIAR 2		P.P.C.V
PARÁMETROS DE DISEÑO		VALOR
Aliviadero Principal	Gasto de diseño (m³/s)	1384,28
	Cota nivel aguas máximas (m)	97,12
	Cota de Vertimiento (m)	85,00
	Longitud vertedora (m)	20,00
	Cota real inicio vertimiento (m)	84,96
	Carga de diseño "Ho" (m)	12,12
	Coefficiente de gasto	0,37
Aliviadero Auxiliar 1	Gasto de diseño (m³/s)	1735,68
	Cota nivel aguas máximas (m)	97,12
	Cota de Vertimiento (m)	93,60
	Longitud vertedora (m)	120,00
	Cota real inicio vertimiento (m)	92,78
	Carga de diseño "Ho" (m)	3,52
	Coefficiente de gasto	0,49
Aliviadero Auxiliar 2	Gasto de diseño (m³/s)	841,63
	Cota nivel aguas máximas (m)	97,12
	Cota de Vertimiento (m)	93,60
	Longitud vertedora (m)	70,00
	Cota real inicio vertimiento (m)	92,82
	Carga de diseño "Ho" (m)	3,52
	Coefficiente de gasto	0,41

Tabla 3.2 Datos de la curva de capacidad del aliviadero de la Presa Mayarí, obtenidos con el software TableCurve 2D v5.

Aliviadero Principal				Aliviadero Auxiliar 1				Aliviadero Auxiliar 2				Q Total (m ³ /s)
He (m)	Cota (m)	Longitud Vertedora (m)	Q (m ³ /s)	He (m)	Cota (m)	Longitud Vertedora (m)	Q (m ³ /s)	He (m)	Cota (m)	Longitud Vertedora (m)	Q (m ³ /s)	
0,00	84,96	0,20	0,00									0,00
0,20	85,16	19,52	2,86									2,86
0,40	85,36	19,63	8,15									8,15
0,60	85,56	19,63	14,97									14,97
0,80	85,76	19,63	23,04									23,04
1,00	85,96	19,63	32,20									32,20
1,20	86,16	19,63	42,33									42,33
1,40	86,36	19,63	53,34									53,34
1,60	86,56	19,63	65,17									65,17
1,80	86,76	19,63	77,76									77,76
2,00	86,96	19,63	91,08									91,08
2,20	87,16	19,63	105,07									105,07
2,40	87,36	19,63	119,72									119,72
2,60	87,56	19,63	135,00									135,00
2,80	87,76	19,63	150,87									150,87
3,00	87,96	19,63	167,32									167,32
3,20	88,16	19,63	184,33									184,33
3,40	88,36	19,63	201,87									201,87
3,60	88,56	19,63	219,94									219,94
3,80	88,76	19,63	238,53									238,53
4,00	88,96	19,63	257,60									257,60

4,20	89,16	19,63	277,16									277,16
4,40	89,36	19,63	297,19									297,19
4,60	89,56	19,63	317,69									317,69
4,80	89,76	19,63	338,63									338,63
5,00	89,96	19,63	360,01									360,01
5,20	90,16	19,63	381,83									381,83
5,40	90,36	19,63	404,06									404,06
5,60	90,56	19,63	426,72									426,72
5,83	90,79	19,63	453,28									453,28
5,87	90,83	19,63	457,95									457,95
6,20	91,16	19,63	497,10									497,10
6,40	91,36	19,63	521,35									521,35
6,60	91,56	19,63	545,98									545,98
6,80	91,76	19,63	570,98									570,98
7,00	91,96	19,63	596,36									596,36
7,20	92,16	19,63	622,10									622,10
7,40	92,36	19,63	648,20									648,20
7,60	92,56	19,63	674,65									674,65
7,82	92,78	19,63	704,16	0,00	92,78	0,00	0,00					704,16
7,86	92,82	19,63	709,57	0,04	92,82	125,98	2,21	0,00	92,82	0,00	0,00	711,78
8,20	93,16	19,63	756,10	0,38	93,16	125,98	64,63	0,34	93,16	69,77	25,18	845,92
8,40	93,36	19,63	783,93	0,58	93,36	125,98	121,88	0,54	93,36	69,77	50,40	956,21
8,60	93,56	19,63	812,10	0,78	93,56	125,98	190,07	0,74	93,56	69,77	80,86	1083,03
8,80	93,76	19,63	840,59	0,98	93,76	125,98	267,68	0,94	93,76	69,77	115,76	1224,03
9,00	93,96	19,63	869,41	1,18	93,96	125,98	353,67	1,14	93,96	69,77	154,61	1377,69
9,20	94,16	19,63	898,55	1,38	94,16	125,98	447,30	1,34	94,16	69,77	197,03	1542,88
9,40	94,36	19,63	928,01	1,58	94,36	125,98	547,98	1,54	94,36	69,77	242,75	1718,73
9,60	94,56	19,63	957,78	1,78	94,56	125,98	655,25	1,74	94,56	69,77	291,54	1904,57
9,80	94,76	19,63	987,87	1,98	94,76	125,98	768,73	1,94	94,76	69,77	343,23	2099,83

10,00	94,96	19,63	1018,26	2,18	94,96	125,98	888,10	2,14	94,96	69,77	397,65	2304,01
10,20	95,16	19,63	1048,96	2,38	95,16	125,98	1013,07	2,34	95,16	69,77	454,68	2516,71
10,40	95,36	19,63	1079,97	2,58	95,36	125,98	1143,42	2,54	95,36	69,77	514,20	2737,58
10,60	95,56	19,63	1111,27	2,78	95,56	125,98	1278,92	2,74	95,56	69,77	576,11	2966,30
10,80	95,76	19,63	1142,87	2,98	95,76	125,98	1419,39	2,94	95,76	69,77	640,32	3202,58
11,00	95,96	19,63	1174,76	3,18	95,96	125,98	1564,65	3,14	95,96	69,77	706,76	3446,17
11,20	96,16	19,63	1206,94	3,38	96,16	125,98	1714,55	3,34	96,16	69,77	775,35	3696,85
11,40	96,36	19,63	1239,42	3,58	96,36	125,98	1868,96	3,54	96,36	69,77	846,02	3954,40
11,60	96,56	19,63	1272,18	3,78	96,56	125,98	2027,75	3,74	96,56	69,77	918,72	4218,65
11,80	96,76	19,63	1305,22	3,98	96,76	125,98	2190,79	3,94	96,76	69,77	993,40	4489,40
12,00	96,96	19,63	1338,54	4,18	96,96	125,98	2357,98	4,14	96,96	69,77	1069,99	4766,51
12,20	97,16	19,63	1372,15	4,38	97,16	125,98	2529,22	4,34	97,16	69,77	1148,45	5049,82
12,40	97,36	19,63	1406,02	4,58	97,36	125,98	2704,42	4,54	97,36	69,77	1228,74	5339,19

Tabla 3.3 Datos de calibración del perfil vertedor de la Presa Mayarí

Cotas (m)	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
	Q (m ³ /s)									
84,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,07
85,10	1,68	1,86	2,05	2,24	2,44	2,65	2,86	3,08	3,30	3,53
85,30	6,38	6,67	6,96	7,25	7,54	7,84	8,15	8,45	8,76	9,08
85,50	12,78	13,13	13,49	13,86	14,22	14,59	14,97	15,34	15,72	16,10
85,70	20,50	20,91	21,33	21,76	22,18	22,61	23,04	23,47	23,91	24,35
85,90	29,35	29,82	30,29	30,76	31,24	31,72	32,20	32,68	33,17	33,66
86,10	39,19	39,71	40,23	40,75	41,27	41,80	42,33	42,86	43,39	43,93
86,30	49,95	50,51	51,07	51,63	52,20	52,77	53,34	53,91	54,49	55,06
86,50	61,54	62,14	62,74	63,34	63,95	64,56	65,17	65,78	66,39	67,01
86,70	73,91	74,54	75,18	75,83	76,47	77,12	77,76	78,41	79,06	79,71
86,90	87,01	87,68	88,36	89,03	89,71	90,39	91,08	91,76	92,45	93,13
87,10	100,80	101,51	102,22	102,93	103,64	104,36	105,07	105,79	106,51	107,23
87,30	115,26	116,00	116,74	117,49	118,23	118,98	119,72	120,47	121,22	121,97
87,50	130,35	131,12	131,89	132,67	133,44	134,22	135,00	135,78	136,56	137,34
87,70	146,04	146,85	147,65	148,45	149,25	150,06	150,87	151,68	152,49	153,30
87,90	162,32	163,15	163,98	164,81	165,65	166,48	167,32	168,16	168,99	169,83
88,10	179,17	180,02	180,88	181,74	182,60	183,46	184,33	185,19	186,06	186,92
88,30	196,55	197,44	198,32	199,21	200,09	200,98	201,87	202,76	203,66	204,55
88,50	214,47	215,38	216,29	217,20	218,11	219,03	219,94	220,86	221,78	222,70
88,70	232,90	233,83	234,77	235,71	236,65	237,59	238,53	239,47	240,41	241,36
88,90	251,83	252,79	253,75	254,71	255,67	256,64	257,60	258,57	259,54	260,51
89,10	271,24	272,23	273,21	274,20	275,18	276,17	277,16	278,15	279,14	280,14
89,30	291,14	292,14	293,15	294,16	295,17	296,18	297,19	298,21	299,22	300,24

89,50	311,49	312,52	313,55	314,58	315,62	316,65	317,69	318,72	319,76	320,80
89,70	332,30	333,35	334,40	335,46	336,51	337,57	338,63	339,69	340,75	341,81
89,90	353,55	354,62	355,70	356,78	357,85	358,93	360,01	361,09	362,17	363,26
90,10	375,24	376,33	377,43	378,53	379,63	380,72	381,83	382,93	384,03	385,13
90,30	397,35	398,47	399,58	400,70	401,82	402,94	404,06	405,19	406,31	407,44
90,50	419,88	421,02	422,16	423,29	424,44	425,58	426,72	427,86	429,01	430,15
90,70	442,82	443,98	445,14	446,30	447,46	448,62	449,78	450,95	452,11	453,28
90,90	466,17	467,34	468,52	469,70	470,88	472,06	473,25	474,43	475,61	476,80
91,10	489,91	491,10	492,30	493,50	494,70	495,90	497,10	498,31	499,51	500,72
91,30	514,04	515,25	516,47	517,69	518,91	520,13	521,35	522,57	523,80	525,02
91,50	538,55	539,79	541,02	542,26	543,50	544,74	545,98	547,22	548,46	549,71
91,70	563,44	564,70	565,95	567,21	568,47	569,72	570,98	572,24	573,50	574,77
91,90	588,71	589,98	591,25	592,53	593,80	595,08	596,36	597,64	598,92	600,20
92,10	614,34	615,63	616,92	618,21	619,51	620,80	622,10	623,39	624,69	625,99
92,30	640,33	641,64	642,95	644,26	645,57	646,88	648,20	649,51	650,83	652,14
92,50	666,68	668,01	669,33	670,66	671,99	673,32	674,65	675,99	677,32	678,65
92,70	693,38	694,72	696,07	697,42	698,76	700,11	701,46	702,81	704,16	705,51
92,80	707,64	709,65	711,78	714,01	716,33	718,74	721,23	723,80	726,43	729,13
93,10	816,59	821,34	826,15	831,01	835,93	840,90	845,92	850,99	856,11	861,28
93,30	921,25	926,97	932,74	938,54	944,39	950,28	956,21	962,19	968,20	974,25
93,50	1043,41	1049,92	1056,47	1063,06	1069,68	1076,33	1083,03	1089,76	1096,52	1103,32
93,70	1180,34	1187,54	1194,78	1202,04	1209,34	1216,67	1224,03	1231,43	1238,85	1246,31
93,90	1330,34	1338,16	1346,00	1353,88	1361,79	1369,72	1377,69	1385,68	1393,70	1401,76
94,10	1492,16	1500,55	1508,96	1517,40	1525,86	1534,36	1542,88	1551,42	1559,99	1568,59
94,30	1664,90	1673,81	1682,74	1691,70	1700,69	1709,70	1718,73	1727,79	1736,88	1745,99
94,50	1847,81	1857,21	1866,64	1876,09	1885,56	1895,05	1904,57	1914,12	1923,68	1933,27
94,70	2040,29	2050,16	2060,05	2069,96	2079,89	2089,85	2099,83	2109,83	2119,85	2129,89
94,90	2241,84	2252,15	2262,48	2272,83	2283,20	2293,59	2304,01	2314,45	2324,90	2335,38
95,10	2452,03	2462,76	2473,51	2484,28	2495,07	2505,88	2516,71	2527,57	2538,44	2549,33

95,30	2670,48	2681,62	2692,77	2703,94	2715,14	2726,35	2737,58	2748,83	2760,11	2771,40
95,50	2896,88	2908,40	2919,94	2931,50	2943,08	2954,68	2966,30	2977,93	2989,59	3001,26
95,70	3130,91	3142,81	3154,73	3166,66	3178,61	3190,59	3202,58	3214,58	3226,61	3238,65
95,90	3372,34	3384,60	3396,88	3409,17	3421,49	3433,82	3446,17	3458,54	3470,92	3483,32
96,10	3620,91	3633,53	3646,16	3658,80	3671,47	3684,15	3696,85	3709,56	3722,30	3735,05
96,30	3876,43	3889,38	3902,35	3915,34	3928,34	3941,37	3954,40	3967,46	3980,53	3993,62
96,50	4138,68	4151,97	4165,27	4178,59	4191,93	4205,28	4218,65	4232,03	4245,43	4258,85
96,70	4407,50	4421,11	4434,74	4448,38	4462,04	4475,71	4489,40	4503,11	4516,83	4530,57
96,90	4682,72	4696,65	4710,59	4724,55	4738,52	4752,51	4766,51	4780,53	4794,57	4808,62
97,10	4964,18	4978,42	4992,67	5006,93	5021,21	5035,51	5049,82	5064,15	5078,49	5092,84
97,30	5251,75	5266,29	5280,84	5295,40	5309,98	5324,58	5339,19	5353,81	5368,46	5383,11

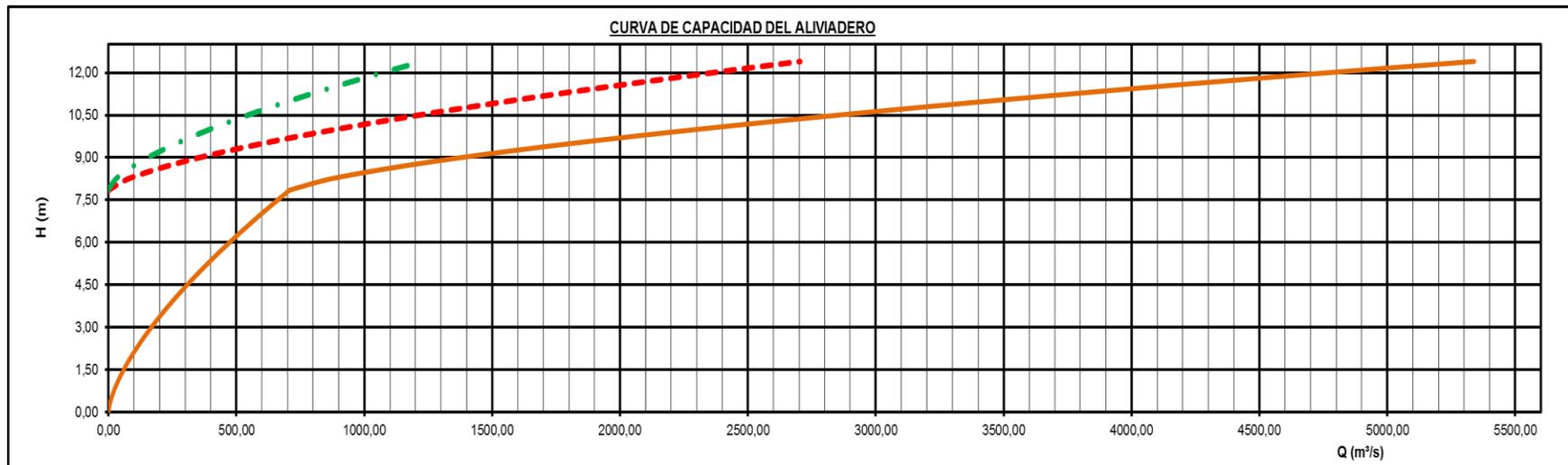


Figura 3.1 Curva de capacidad del aliviadero de la presa Mayarí, obtenida con el Software TableCurve 2D V5.

Tabla 3.4 Datos de diseño del perfil vertedor de la Presa Moa

ALIVIADERO DE LA PRESA:	Moa.
TIPO DE ALIVIADERO:	Frontal-Abanico.
TIPO DE SECCIÓN VERTEDORA:	P.P.S.V
PARÁMETROS DE DISEÑO	VALOR
Gasto de diseño Prob. 0.1 % (m ³ /s)	1392,00
Cota nivel aguas máximas (m)	145,00
Cota nivel aguas normales (m)	139,00
Longitud vertedora (m)	45,50
Cota inicio vertimiento (m)	138,87
Carga total o de diseño "Ho" (m)	6,00
Paramento aguas arriba "P" (m)	4,00
Paramento aguas abajo "P*" (m)	4,18
Coefficiente de gasto nominal (mo)	0,48
Inclinación paramento aguas arriba	0
"δ2"	1,00
"δ4"	1,00

Tabla 3.5. Datos de la curva de capacidad del aliviadero de la Presa Moa, obtenidos con el software TableCurve 2D v5.

He (m)	Cota (m)	m	Longitud Vertedora (m)	Q (m ³ /s)
0,00	138,87	0,22	0,00	0,00
0,25	139,12	0,22	51,14	6,23
0,50	139,37	0,22	51,14	17,62
0,75	139,62	0,22	51,14	32,37
1,00	139,87	0,22	51,14	50,37
1,25	140,12	0,25	51,14	78,23
1,50	140,37	0,29	51,14	118,76
1,75	140,62	0,32	51,14	168,06
2,00	140,87	0,35	51,14	224,02
2,25	141,12	0,37	51,14	285,42
2,50	141,37	0,39	51,14	351,45
2,75	141,62	0,41	51,14	421,59
3,00	141,87	0,42	51,14	495,44
3,25	142,12	0,43	51,14	572,73
3,50	142,37	0,44	51,14	653,23
3,75	142,62	0,45	51,14	736,77
4,00	142,87	0,45	51,14	823,21
4,25	143,12	0,46	51,14	912,43
4,50	143,37	0,46	51,14	1004,32
4,75	143,62	0,47	51,14	1098,80
5,00	143,87	0,47	51,14	1195,79
5,25	144,12	0,48	51,14	1295,22
5,50	144,37	0,48	51,14	1397,03
5,75	144,62	0,48	51,14	1501,17
6,00	144,87	0,48	51,14	1607,58

Tabla 3.6. Datos de calibración del perfil vertedor de la Presa Moa

Cotas (m)	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
	Q (m ³ /s)									
138,80								0,00	0,00	0,01
139,05	3,81	4,13	4,46	4,80	5,14	5,50	5,86	6,23	6,61	6,99
139,30	14,05	14,54	15,04	15,55	16,06	16,57	17,09	17,62	18,15	18,69
139,55	27,94	28,56	29,19	29,81	30,45	31,08	31,72	32,37	33,02	33,67
139,80	45,18	45,91	46,64	47,38	48,12	48,87	49,62	50,37	51,13	51,89
140,05	71,75	72,66	73,58	74,50	75,43	76,36	77,29	78,23	79,17	80,11
140,30	110,54	111,71	112,87	114,04	115,21	116,39	117,57	118,76	119,95	121,14
140,55	158,07	159,49	160,90	162,33	163,75	165,18	166,62	168,06	169,50	170,94
140,80	212,36	214,02	215,67	217,33	219,00	220,67	222,34	224,02	225,70	227,39
141,05	272,20	274,08	275,96	277,84	279,73	281,62	283,52	285,42	287,32	289,23
141,30	336,79	338,87	340,96	343,05	345,14	347,24	349,34	351,45	353,56	355,68
141,55	405,59	407,86	410,14	412,42	414,71	417,00	419,29	421,59	423,89	426,19
141,80	478,20	480,65	483,11	485,56	488,03	490,49	492,97	495,44	497,92	500,40
142,05	554,32	556,94	559,56	562,19	564,82	567,45	570,09	572,73	575,37	578,02
142,30	633,73	636,50	639,28	642,06	644,85	647,64	650,43	653,23	656,03	658,84
142,55	716,24	719,16	722,08	725,01	727,95	730,88	733,83	736,77	739,72	742,67
142,80	801,69	804,76	807,82	810,89	813,97	817,04	820,12	823,21	826,30	829,39
143,05	889,98	893,17	896,37	899,57	902,78	905,99	909,21	912,43	915,65	918,87
143,30	980,97	984,30	987,63	990,96	994,29	997,63	1000,97	1004,32	1007,67	1011,02
143,55	1074,60	1078,04	1081,49	1084,95	1088,40	1091,87	1095,33	1098,80	1102,27	1105,74
143,80	1170,77	1174,33	1177,90	1181,47	1185,04	1188,62	1192,20	1195,79	1199,38	1202,97
144,05	1269,40	1273,08	1276,76	1280,45	1284,14	1287,83	1291,52	1295,22	1298,92	1302,63
144,30	1370,45	1374,24	1378,03	1381,82	1385,62	1389,42	1393,23	1397,03	1400,85	1404,66
144,55	1473,84	1477,73	1481,63	1485,53	1489,44	1493,34	1497,26	1501,17	1505,09	1509,01
144,80	1579,53	1583,52	1587,52	1591,53	1595,53	1599,55	1603,56	1607,58	1611,60	1615,62

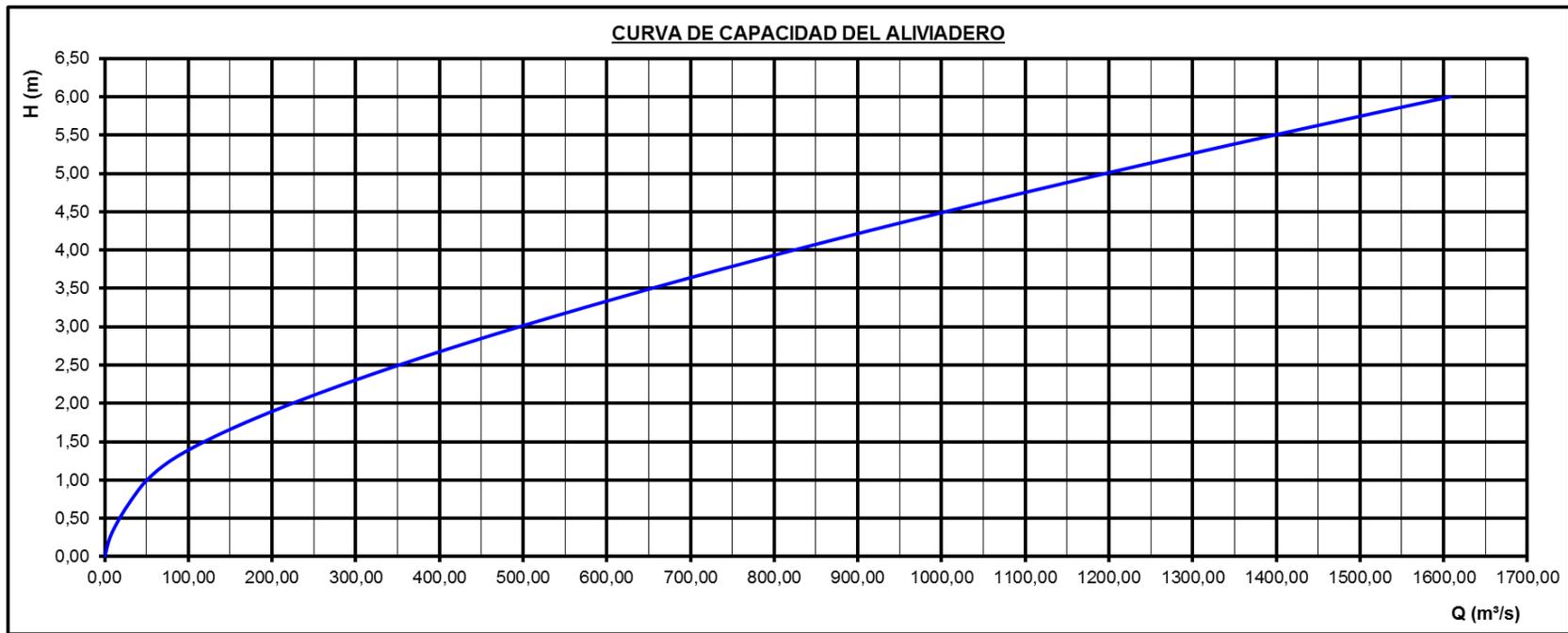


Figura 3.2 Curva de capacidad del aliviadero de la presa Moa, obtenida con el Software TableCurve 2D V5.

Tabla 3.7. Datos de diseño del perfil vertedor de la Presa Cacoyugúin

ALIVIADERO DE LA PRESA:	Cacoyuguin.
TIPO DE ALIVIADERO:	Frontal.
TIPO DE SECCIÓN VERTEDORA:	P.P.S.V
PARÁMETROS DE DISEÑO	VALOR
Gasto de diseño Prob. 0.5% (m ³ /s)	1300,00
Cota nivel aguas máximas (m)	82,47
Cota nivel aguas normales (m)	79,00
Longitud vertedora (m)	94,00
Cota inicio vertimiento (m)	79,00
Carga total o de diseño "Ho" (m)	3,47
Paramento aguas arriba "P" (m)	2,00
Paramento aguas abajo "P*" (m)	3,00
Coefficiente de gasto nominal (mo)	0,48
Inclinación paramento aguas arriba	0
"δ2"	1,00
"δ4"	1,00

Tabla 3.8. Datos de la curva de capacidad del aliviadero de la Presa Cacoyugúin, obtenidos con el software TableCurve 2D v5.

He (m)	Cota (m)	M	Longitud Vertedora (m)	Q (m ³ /s)
0,00	79,00	0,16	94,00	0,000
0,10	79,10	0,17	94,00	2,24
0,20	79,20	0,18	94,00	6,70
0,30	79,30	0,19	94,00	13,00
0,40	79,40	0,20	94,00	21,07
0,50	79,50	0,21	94,00	30,91
0,60	79,60	0,22	94,00	42,57
0,70	79,70	0,22	94,00	54,68
0,80	79,80	0,23	94,00	69,00
0,90	79,90	0,25	94,00	88,94
1,00	80,00	0,27	94,00	113,26
1,10	80,10	0,29	94,00	141,13
1,20	80,20	0,31	94,00	171,98
1,30	80,30	0,33	94,00	205,39
1,40	80,40	0,35	94,00	241,06
1,50	80,50	0,36	94,00	278,75
1,60	80,60	0,38	94,00	318,27
1,70	80,70	0,39	94,00	359,48
1,80	80,80	0,40	94,00	402,27
1,90	80,90	0,41	94,00	446,54
2,00	81,00	0,42	94,00	492,20
2,10	81,10	0,43	94,00	539,19
2,20	81,20	0,43	94,00	587,45

2,30	81,30	0,44	94,00	636,92
2,40	81,40	0,44	94,00	687,57
2,50	81,50	0,45	94,00	739,35
2,60	81,60	0,45	94,00	792,23
2,70	81,70	0,46	94,00	846,18
2,80	81,80	0,46	94,00	901,17
2,90	81,90	0,47	94,00	957,17
3,00	82,00	0,47	94,00	1014,16
3,10	82,10	0,47	94,00	1072,12
3,20	82,20	0,47	94,00	1131,03
3,30	82,30	0,48	94,00	1190,86
3,40	82,40	0,48	94,00	1251,61
3,48	82,48	0,48	94,00	1300,00

Tabla 3.9. Datos de calibración del perfil vertedor de la Presa Cacoyugüín

Cotas (m)	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
	Q (m ³ /s)									
79,00	0,00	0,07	0,19	0,35	0,53	0,74	0,98	1,23	1,51	1,80
79,10	2,24	2,58	2,94	3,32	3,71	4,11	4,53	4,96	5,41	5,86
79,20	6,70	7,21	7,73	8,27	8,81	9,37	9,94	10,51	11,10	11,70
79,30	13,00	13,65	14,32	15,00	15,68	16,38	17,09	17,80	18,53	19,27
79,40	21,07	21,86	22,67	23,48	24,30	25,14	25,98	26,83	27,69	28,56
79,50	30,91	31,85	32,79	33,74	34,70	35,66	36,64	37,63	38,62	39,63
79,60	42,57	43,64	44,72	45,80	46,90	48,00	49,12	50,24	51,36	52,50
79,70	54,68	55,85	57,04	58,23	59,43	60,64	61,86	63,08	64,31	65,56
79,80	69,00	70,29	71,60	72,91	74,24	75,57	76,90	78,25	79,60	80,96

79,90	88,94	90,42	91,92	93,42	94,93	96,45	97,98	99,51	101,06	102,61
80,00	113,26	114,96	116,67	118,39	120,12	121,86	123,60	125,36	127,12	128,89
80,10	141,13	143,06	145,00	146,95	148,90	150,86	152,84	154,82	156,81	158,80
80,20	171,98	174,14	176,30	178,47	180,65	182,84	185,04	187,25	189,46	191,69
80,30	205,39	207,77	210,15	212,54	214,95	217,36	219,78	222,20	224,64	227,09
80,40	241,06	243,65	246,24	248,85	251,46	254,09	256,72	259,36	262,01	264,67
80,50	278,75	281,54	284,34	287,15	289,97	292,80	295,64	298,48	301,34	304,21
80,60	318,27	321,26	324,26	327,26	330,28	333,30	336,34	339,38	342,44	345,50
80,70	359,48	362,66	365,85	369,04	372,25	375,46	378,68	381,92	385,16	388,41
80,80	402,27	405,63	409,00	412,37	415,76	419,15	422,55	425,97	429,39	432,82
80,90	446,54	450,07	453,61	457,16	460,71	464,28	467,86	471,44	475,04	478,64
81,00	492,20	495,90	499,60	503,32	507,04	510,77	514,51	518,27	522,03	525,79
81,10	539,19	543,04	546,91	550,78	554,67	558,56	562,46	566,37	570,29	574,22
81,20	587,45	591,46	595,47	599,50	603,54	607,59	611,64	615,70	619,78	623,86
81,30	636,92	641,08	645,25	649,42	653,61	657,80	662,01	666,22	670,44	674,67
81,40	687,57	691,87	696,18	700,50	704,83	709,17	713,51	717,87	722,23	726,60
81,50	739,35	743,79	748,24	752,70	757,17	761,64	766,13	770,62	775,12	779,63
81,60	792,23	796,81	801,39	805,98	810,58	815,19	819,81	824,44	829,08	833,72
81,70	846,18	850,89	855,60	860,32	865,05	869,79	874,54	879,30	884,07	888,84
81,80	901,17	906,00	910,84	915,69	920,55	925,41	930,29	935,17	940,06	944,96
81,90	957,17	962,12	967,09	972,06	977,04	982,03	987,03	992,03	997,05	1002,07
82,00	1014,16	1019,24	1024,32	1029,41	1034,51	1039,62	1044,74	1049,86	1055,00	1060,14
82,10	1072,12	1077,31	1082,51	1087,72	1092,94	1098,16	1103,40	1108,64	1113,89	1119,15
82,20	1131,03	1136,33	1141,65	1146,97	1152,30	1157,64	1162,99	1168,34	1173,70	1179,08
82,30	1190,86	1196,28	1201,71	1207,14	1212,58	1218,03	1223,49	1228,96	1234,43	1239,91
82,40	1251,61	1257,14	1262,67	1268,21	1273,77	1279,32	1284,89	1290,46	1296,05	1301,64
82,50	1312,01	1317,63	1323,27	1328,91	1334,56	1340,22	1345,89	1351,56	1357,25	1362,94

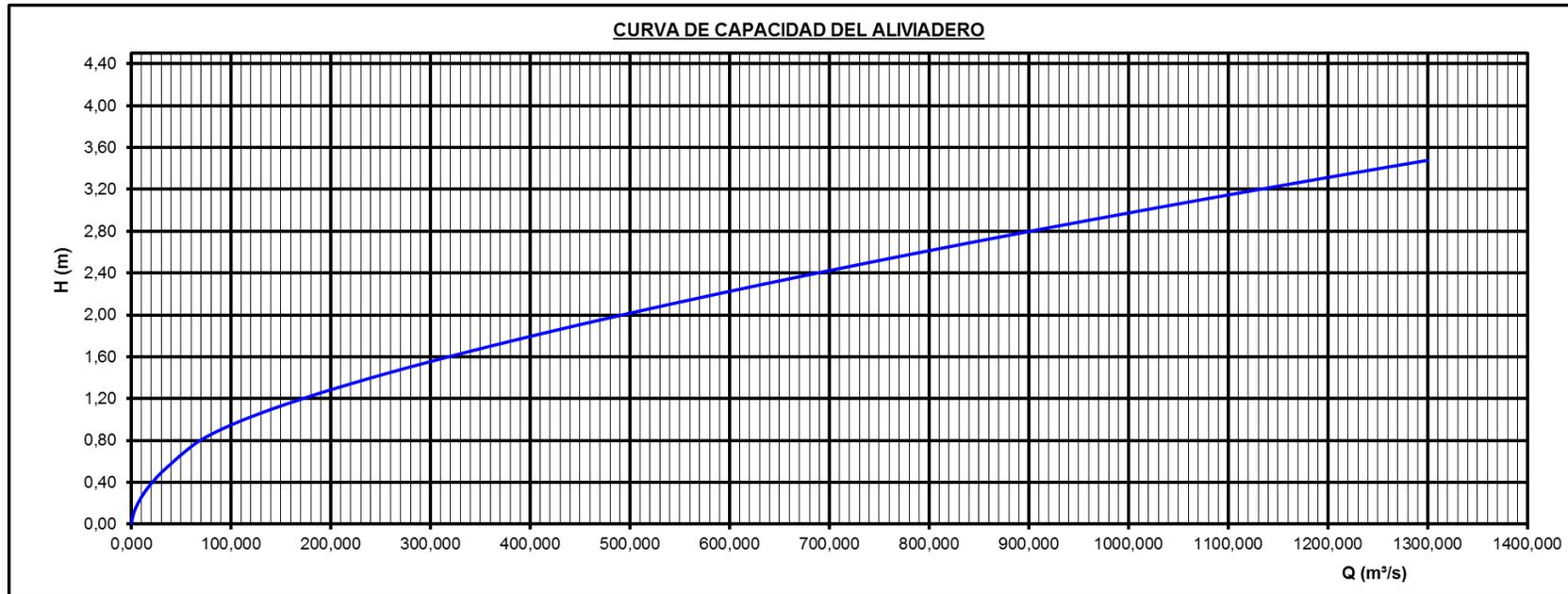


Figura 3.3 Curva de capacidad del aliviadero de la Presa Cacoyugúin, obtenida con el Software TableCurve 2D V5.

3.3 Consideraciones finales sobre los estudios realizados en las presas seleccionadas.

Presa Mayarí

- El vertimiento del aliviadero principal se inicia en la cota 84.96 m, o sea 4.0 cm por debajo del nivel de aguas normales de la presa.
- El vertimiento del aliviadero auxiliar 1 se inicia en la cota 92.78 m, o sea 82 cm por debajo del nivel de vertimiento de este.
- El vertimiento del aliviadero auxiliar 2 se inicia en la cota 92.82 m, o sea 78 cm por debajo del nivel de vertimiento de este.
- El gasto de diseño de los aliviaderos se alcanza cuando el nivel de vertimiento llega a la cota 96.13 m.

Presa Moa

- El vertimiento se inicia en la cota 138.87 m, o sea 13 cm por debajo del nivel de aguas normales de la presa.
- El gasto de diseño del aliviadero se alcanza cuando el nivel de vertimiento llega a la cota 144.36 m.

Presa Cacoyugüin .

- El vertimiento se inicia en la cota 79 m, en el nivel de aguas normales de la presa (Cota 79 m).
- El gasto de diseño del aliviadero se alcanza cuando el nivel de vertimiento llega a la cota 82.48 m.

Del análisis de los perfiles vertedores en los aliviaderos de las presas se resume lo siguiente tabla:

Tabla 3.11 Resumen del análisis de los perfiles vertedores en las presas de Holguín

Presas	Resultados					
	Nivel de Aguas Normales (m)	Cota Real Inicio de Vertimiento (m)	Longitud Vertedora de Diseño (m)	Longitud Vertedora Real (m)	Gasto de Diseño (m ³ /s)	Gasto Obtenido para Carga de diseño (m ³ /s)
Gibara	115,00	114,78	41,00	42,01	309,00	326,15
Guirabo	100,00	99,98	14,00	13,94	135,00	140,95
Jagueyes	29,00	28,94	27,00	28,97	107,00	111,41
San Andrés	72,70	72,66	60,00	60,07	576,00	610,93
Tacajó	102,00	101,91	74,00	75,76	610,00	625,29
Las Lajas	106,00	105,98	75,00	70,60	145,40	162,23
Magueyal	81,80	81,80	41,30	40,16	125,00	126,01

Santa Ines	108,20	108,19	25,00	25,67	66,00	67,75
Bio	77,00	76,99	116,80	116,05	540,00	572,94
Limoncito	150,50	150,47	60,00	61,59	523,40	527,45
Santa Clara	56,00	55,97	131,88	131,78	820,00	840,21
Colorado	40,75	40,73	55,00	54,78	604,00	621,17
Nipe	31,00	30,91	150,00	150,85	2350,00	2350,00
Moa	139,00	138,87	45,50	51,14	1392,00	1607,58
Seboruquito	66,55	66,50	16,60	17,91	210,00	226,72
Esperanza	66,55	66,60	9,50	9,42	120,00	124,99
Cacoyuguín	79,00	83,63	94,00	121,18	1300,00	1242,46
Birán	61,50	61,34	150,00	152,15	1250,00	1316,44
Naranjo	32,00	31,97	60,00	59,88	335,00	335,50
Tres Palmas princ	56,80	56,82	59,75	59,24	128,00	126,91
Tres Palmas aux 1	57,15	57,05	110,00	107,54	122,00	149,01
Mayarí princ	85,00	84,96	20,00	19,63	1384,28	1406,02
Mayarí aux 1	93,60	92,78	120,00	125,98	1735,68	2704,42
Mayarí aux 2	93,63	92,82	70,00	69,77	841,63	1228,74

Los resultados arrojaron lo siguiente:

- ✓ En cuanto al vertimiento de las presas que 17 de ellas tienen alteraciones entre 1 y 10 cm por debajo del nivel de aguas normales, incluyendo el aliviadero principal de Mayarí, y el principal y auxiliar de la presa Tres Palmas. De ellas vierten por encima del Nivel de Aguas Normales 2, Esperanza con 5 cm y Tres Palmas con 2 cm en su aliviadero principal. De 11 a 30 cm vierten solo 3 presas por debajo del Nivel de Aguas Normales, en el rango de 75 a 85 cm los aliviaderos auxiliares de la presa Melones en Mayarí. Las presas Magueyal y Cacoyuguín vierten en la cota del Nivel de Aguas Normales como lo establecido en el proyecto.
- ✓ El caudal obtenido para la carga de diseño en los aliviaderos aumento respecto al caudal del proyecto en la mayoría de los casos, en el rango de 0,15 a 68 m³/s se encuentran 18 presas. La presa Nuevo Mundo en Moa aumentó 215,00 m³/s, y en Melones, Mayarí el aliviadero auxiliar1 968,00 m³/s, y en el aliviadero auxiliar 2 se evacua un caudal de 387,11 m³/s. Solo disminuye 1,09 m³/s su gasto el aliviadero principal de Tres Palmas. Las presas Nipe y Cacoyuguín se mantienen evacuando el gasto de diseño.

- ✓ En el análisis y revisión de la sección vertedora se comprobaron las alteraciones existentes referentes a la longitud real respecto a la de diseño. En algunos casos aumenta y en otras disminuye, en el rango de 7 a 598 cm aumentan su longitud vertedora 11 presas incluyendo el aliviadero auxiliar 1 de Mayarí. Reducen su extensión 10 presas en el rango de 6 a 440 cm, incluyendo el aliviadero principal y auxiliar 2 de Mayarí, y el principal y auxiliar 1 de Tres Palmas.

CONCLUSIONES

1. La revisión de la información bibliográfica confirma que históricamente al concluir la construcción de los aliviaderos de las presas, se asume para la explotación parámetros de diseño sin antes realizar levantamientos de parámetros reales de la sección vertedora, esto provoca ligeras desviaciones respecto a las informaciones dadas.
2. La revisión de los principales métodos y herramientas de evaluación de funcionamiento de perfiles vertedores en aliviaderos de presas de Cuba; evidencia una baja aplicación de los software profesionales capaces de realizar este tipo de trabajos de forma automatizada.
3. Fueron caracterizados los perfiles vertedores de los aliviaderos de las presas de la provincia Holguín a partir de las fichas técnicas de presas.
4. Se obtuvo la capacidad actualizada de los vertedores mediante el uso del perfil topográfico y a partir de una curva de ajuste alcanzada con el software TableCurve 2D v5.01 con las longitudes reales de los aliviaderos. Sus resultados arrojaron que existen desviaciones referentes al nivel de aguas normales por lo que algunas obras comienzan a verter antes de alcanzar la cota del proyecto, en todos los casos estas demasías son pequeñas.

RECOMENDACIONES

1. Entregar los resultados de la investigación a la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos RAUDAL en Holguín para su análisis y aplicación.
2. Continuar con estudios más profundos del tema empleando otros software profesionales, de manera que puedan ser comparados los resultados y calibrados.
3. Realizar este mismo procedimiento a otras presas del país, por las ventajas que ofrece.
4. A partir de los resultados alcanzados, se recomienda al explotador de las presas evaluar las desviaciones detectadas en cada vertedor para luego solicitar su reparación.
5. Para las nuevas presas en construcción, hacer un análisis después de la construcción con software profesionales, para obtener los datos reales del caudal, el vertimiento y la longitud vertedora de los aliviaderos.

BIBLIOGRAFÍA

1. . Alvarez Gonzalez, Aniel. *Trasvase Baconao - Santiago de Cuba. Soluciones Conceptuales*. Holguín : Investigaciones y Proyectos Hidraulicos, 2016
2. . Pardo, Rafael. *Diseño Hidráulico de Aliviaderos y Obras de toma para Presas*. Habana : Habana, 2001.
3. “*Diseño de las obras hidráulicas*”, *Curso de Maestría, CIH-ISPJAE*,. La Habana. : s.n., (1994).
4. “*Diseño de las obras hidráulicas*”, *Curso de Maestría, CIH-ISPJAE*,. La Habana. : s.n., (1994).
5. “*Diseño de Presas Pequeñas*” . La Habana : Editorial Organismos, 1972.
6. “*Diseño de Presas Pequeñas*” . La Habana : Editorial Organismos, 1972.
7. “*Diseño hidráulico del sistema de aliviaderos de la presa Melones*”, *Centro de Hidrología y Calidad de las Aguas, Grupo Empresarial de Investigaciones, Proyectos e Ingeniería*. La Habana. : s.n., (2005).
8. “*Diseño hidráulico del sistema de aliviaderos de la presa Melones*”, *Centro de Hidrología y Calidad de las Aguas, Grupo Empresarial de Investigaciones, Proyectos e Ingeniería*. La Habana. : s.n., (2005).
9. “*Investigaciones de los aliviaderos de trinchera*”, *Tesis de Doctorado en Ciencias Técnicas*. s.l. : Instituto de Aprovechamiento Hidráulico de Moscú, 1977.
10. “*Investigaciones de los aliviaderos de trinchera*”, *Tesis de Doctorado en Ciencias Técnicas*. s.l. : Instituto de Aprovechamiento Hidráulico de Moscú, 1977.
11. Acevedo Toro, D.M, 2002. “Metodología para el análisis de riesgos y vulnerabilidad de los sistemas de agua potable y saneamiento”, *Memorias del III Curso Internacional, Microzonificación y su aplicación en la Mitigación de Desastres*, Lima , Perú.
12. Aldama, A. y A. Ramírez 1998. Tránsito de avenidas en almacenamientos a través de una solución analítica, *Memorias del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Oaxaca, México, t.1, octubre, pp.565-573.
13. Alvarez Gonzalez, Aniel. *Trasvase Baconao - Santiago de Cuba. Soluciones Conceptuales*. Holguín : Investigaciones y Proyectos Hidraulicos, 2016.
14. Antipov, L. «*Esquema de abastecimiento de agua a la ciudad de Santiago de Cuba*,» . Holguín : s.n., 1973

15. Arreguín, F. y G. Echávez. “*Aireación en flujos de alta velocidad*”, *Memorias del XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, pp.368-379, São Paulo. 1986.
16. Arteaga, T. R. E. 1985. “Normas y Criterios Generales que rigen el proyecto de un Bordo de Almacenamiento”. Departamento de Irrigación, UACH., Chapingo, México.
17. Cantero, Luis. “Embalses de Cuba”. Power Point. Datos estadísticos. Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH). La Habana. Cuba, 2014.
18. Carmona, S. Juan. 2011. “Seguridad y Riesgo en la ingeniería de presas”; Universidad Nacional de San Juan.
19. Colectivo de Autores. “Diseño Hidráulico de Aliviaderos para Presas Pequeñas”; Editorial: Félix Varela, La Habana, 2001.
20. Conagua, (2000), “Manual para la capacitación en Seguridad de Presas, (USBR 1990)” Ingeniería y Gerencia de Normas Técnicas, México.
21. Conagua, (2012), “Sistema Informático de Seguridad de Presas (SISP)”, Gerencia de Ingeniería y Normas Técnicas, Subdirección General Técnica, México.
22. Davis, Dr. Ing. Eduardo Arturo Velazco. *INFORME ALIVIADERO MELONES*. Habana : Habana, 2005.
23. Díaz-Granados, M. y X. Puente .1988. Límites de confianza para eventos extremos, *Memorias del XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, La Habana, t.2, pp.60-72.
24. Diseño de Presas Pequeñas .1972. U. S. Bureau of Reclamation, Ed. Organismos, La Habana, pp.83, 307, 282-284, 314-315. .
25. *Diseño hidr. de aliviadero. seccion vertedoa capítulo III*. Habana : Habana, 2016.
26. *Diseño Hidraulico de aliviadero, Transicion*. La habana : Habana, 2016. **Hidráulicos**, Instituto Nacional de Recursos. “*Cuba, Principales Embalses*”. La Habana : Editorial Pueblo y Educación, 1992
27. Earth and Earth – Rock Dams, Sherard. Traducido al Español (Digital) Capítulo.- 1.a ap. 1.1.i p-18, Capítulo. 2.0 ap. 2.5 p-108 Capítulo. 8. ap. 8.2 p-317
28. Gómez, J., A. Ramírez y R. Mejía .2004. Herramienta para la evaluación de la seguridad hidrológica de presas, *Memorias del XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, São Pedro, Brasil, octubre, B11.
29. Hidráulicos, Instituto Nacional de Recursos. “*Cuba, Principales Embalses*”. La Habana : Editorial Pueblo y Educación, 1992.

30. Ing. Bermúdez Diéguez, Guadalupe, Lic. Beyris Mazar, Alberto. “Estudios de peligro, Vulnerabilidad y Riesgo ante intensas lluvias”. 2015.
31. Marin, V.«*Informe de propuesta de abasto de agua a Santiago de Cuba,*» Instituto de Hidroeconomía. Habana : s.n., 1977 .Melnideko, A.«*Proyecto preliminar para el abastecimiento de aguas a la ciudad de Santiago de Cuba.,*» Empresa de proyectos de obras hidráulicas No.2. Habana : s.n., 1980
32. Monge Fong, Roberto. “Informe anual del Sistema de Control Técnico de la presa Parada”. 2013.
33. Murillo R., (2006), “Anomalías en presas”, Memorias XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Publicación de SMMS, Tuxtla Gutiérrez, Chis.
34. NC 974-2013, *Presas, diques de protección, canales y obras asociadas-Categoría para nuevos proyectos o para el rediseño de estructuras existentes en escenario climático cambiante., Habana: Oficina Nacional de Normalización., Habana : s.n., 2013.*
35. NC-273-1-2013, *Presa protección contra el oleaje, Habana: Oficina Nacional de Normalización, . Habana : s.n., 2013*
36. *Norma Ramal “Rápidas con rugosidad intensificada”, Comité de Normas Ramales del INRH, . La Habana. : s.n., (2006) .*
37. *Norma Ramal. Tramos de Aproximación . Habana : Habana, 2006.*
38. Normas técnicas complementarias para el diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas. 2007. México D.F.
39. Pardo, Rafael.*Diseño Hidráulico de Aliviaderos y Obras de toma para Presas.* Habana : Habana, 2001
40. Pardo.G.R y Alegret.(2012)” Diseño hidráulico de aliviaderos y obra de toma para presas.”
41. *Revista de la Sociedad Cubana de Ingenieros.* Habana : s.n., 1949.
42. S.R.H. 1967. “Diseño de presas pequeñas” México. D.F.
43. S.R.H. 1975. “Presas Derivadoras”. Plan Nacional de Obras hidráulicas para el desarrollo rural. Subsecretaría de Construcción. México, D. F,
44. Sin autor. Estudio técnico: Tipos de Presa 2013. <http://maquinarialavera.es/2013/06/11/estudio-tecnico-tipos-de-presa>.
45. Sin autor. Las Presas. <http://es.paperblog.com/las-presas-524524>

46. Sin autor. Presas. Tipología. <http://www.nuevaingenieria.com/presas-tipologia>Arreguín, C. F. I. 2000. “Obras de excedencias”. Ed. IMTA. 1ª Edición. Morelos, México.
47. Veelazco, Ing. Eduardo. *Norma Ramal, Aireacion en Rapidas*. Habana : Habana, 2006.
48. Velazco, Ing. Eduardo. “*Cálculos del flujo aireado en las rápidas de los aliviaderos*”, *Recomendaciones para el diseño hidráulico de los aliviaderos, CENHICA, Grupo Empresarial de Investigaciones, Proyectos e Ingeniería, INRH*,. La Habana. : s.n., 2005.
49. Velazco, Ing. Eduardo. *Informe-resumen de las actualizaciones de los aliviaderos de las provincias ciudad ciudad de la habana y Habana*. . Habana : Direccion Nacional de Recursos Idraulicos, 2008. *Norma Ramal. Tramos de Aproximacion* . Habana : Habana, 2006.
50. Velazco, Ing. Eduardo. *Informe-resumen de las actualizaciones de los aliviaderos de las provincias ciudad ciudad de la habana y Habana*. . Habana : Direccion Nacional de Recursos Idraulicos, 2008.
51. Velazco, Ing. Eduardo. *Norma Ramal. Vertedor con Perfiles sin Vacios*. La habana : Habana, 2006.