

## **CAPÍTULO 11**

# **EMBALSES URBANOS**

---

**Curso:     HIDROLOGÍA EN MEDIOS ANTROPIZADOS**

**Maestría en Recursos Hídricos de Llanura  
Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales  
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura  
Universidad Nacional de Rosario**

**Dr. Ing. Civil GERARDO RICCARDI**

**ROSARIO, 2004.**

## ÍNDICE

- 11.1 **CONCEPTOS BÁSICOS Y CONSIDERACIONES GENERALES**
- 11.2 **TIPOS DE EMBALSES**
- 11.3 **CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA EMBALSES IN SITU Y REGIONALES**
  - 11.3.1 Embalses in situ
  - 11.3.2 Embalses de Retención Regional y la Planificación a nivel de Cuenca
  - 11.3.3 Redes de Conductos Existentes con falta de capacidad
- 11.4 **DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE EMBALSE Y CARACTERÍSTICAS DE OBRAS DE SALIDA**
  - 11.4.1 **Volumen del Embalse Urbano**
    - 11.4.1.1 Determinación mediante el Método Racional
    - 11.4.1.2 Determinación mediante técnicas de Hidrogramas Unitarios Sintéticos
  - 11.4.2 **Estimación de Volumen del Embalse mediante Métodos Simplificados**
    - 11.4.2.1 Modelo Generalizado de Mc Cuen
    - 11.4.2.2 Método de ABT y GRIGG
  - 11.4.3 **Elementos Hidráulicos de Salida del Embalse Urbano u Obras de Descarga**
    - 11.4.3.1 Estructura Tipo Vertedero
    - 11.4.3.2 Orificios de Pared Gruesa
    - 11.4.3.3 Descargadores de Fondo
    - 11.4.3.4 Vertederos de Pared Gruesa
  - 11.4.4 **Tránsito de Crecida en un Embalse. El Método del Embalse Nivelado**
    - 11.4.4.1 Método de Solución mediante función de almacenamiento-caudal de salida
    - 11.4.4.2 Resolución Directa de la Laminación en Embalse
    - 11.4.4.3 Alternativas de Formulación Matemática de las curvas Cota-Volumen y Cota-Caudal Saliente
- 11.5 **EJEMPLOS DE ANALISIS EXPEDITIVOS DE ESTIMACIÓN DE VOLUMEN DE EMBALSE PARA DISTINTAS ESCALAS DE ALMACENAMIENTO**
  - 11.5.1 Almacenamiento en Drenaje desde Techo
  - 11.5.2 Almacenamiento en Microcuenca de 1.50 Ha
  - 11.5.3 Almacenamiento en Cuenca de 8 Ha
  - 11.5.4 Almacenamiento en Cuenca de 40 Ha
- 11.6 **SÍNTESIS DE EXPERIENCIAS EN EMBALSES URBANOS EN ROSARIO (SANTA FE, ARGENTINA)**
- 11.7 **BIBLIOGRAFÍA**



# EMBALSES URBANOS

Como ya fuera citado en distintos capítulos, las urbanizaciones no planificadas debidamente, que involucran severos procesos de impermeabilizaciones en cuencas urbanas, incrementan tanto el volumen de escurrimiento, la velocidad de flujo y la magnitud de los caudales máximos. Esto trajo como consecuencia que en la actualidad los proyectos de drenaje urbano deben aplicar en mayor o menor medida soluciones “no convencionales”, para atenuar los efectos de las inundaciones. Según Rojas (2001), en una manera general las soluciones no convencionales en drenaje urbano pueden ser entendidas como estructuras, obras, dispositivos, o conceptos diferenciados de proyectos, cuya utilización se observa de manera cada vez más frecuente en los distintos proyectos de desagües pluviales. Estas soluciones difieren del concepto tradicional de construcción de conductos, canalización o rectificación de los cauces existentes para el mejoramiento del sistema de drenaje.

Una de las alternativas disponibles más adecuadas con que cuentan los planificadores y proyectistas en vistas a reducir los costos de obras de drenaje urbano o mejorar el nivel de protección ante crecidas de obras subdimensionadas, es el uso de embalses o también denominados reservorios urbanos. Deteniendo en forma temporaria o permanente un cierto volumen (en ocasiones mínimo) del escurrimiento pueden reducirse significativamente las dimensiones de las obras de conductos y canales aguas abajo, o en obras existente subdimensionadas, logrando incrementar el nivel de protección por medio del aumento de la recurrencia asociada a los caudales máximos que la capacidad existente permite.

Las características de diseño dependen, en general, de objetivos específicos de cada obra, los que pueden diferir entre jurisdicciones locales, provinciales o nacionales. Los objetivos además de contemplar la reducción del caudal máximo, pueden incluir el mejoramiento de la calidad de agua, control de sedimentos del escurrimiento, creación de espacios abiertos en áreas urbanas, recreación pública, creación de hábitats silvestres, carga o recarga de acuíferos y mejoramiento del valor de la propiedad pública y privada.

Los embalses urbanos pueden ser utilizados tanto para el escurrimiento inicial o menor como para el sistema de drenaje mayor.

El dimensionamiento de estas estructuras de retención y/o detención es fundamental para que las mismas cumplan su función de manera adecuada. Precisamente existen innumerables métodos simplificados o más complejos, para la determinación de los volúmenes a ser almacenados por los embalses de detención. Además, en el caso de embalses de detención es de importancia el diseño adecuado de las obras de salida del embalse para garantizar el cumplimiento de las hipótesis establecidas en el proyecto respecto al caudal saliente.

Cabe destacar que si bien los embalses en medios urbanos pueden ser considerados como acciones no convencionales puesto que recién en las últimas tres décadas han comenzado a utilizarse en algunas grandes ciudades del mundo, el principio en sí de “almacenar el agua lo más cerca posible de donde precipita” es tan antiguo como el concepto de control de crecidas.

## 11.1 CONCEPTOS BÁSICOS Y CONSIDERACIONES GENERALES

La detención es mantener el escurrimiento por un periodo corto antes de restituirlo a su curso originario. Los términos “detención” y “retención” tienden a ser confundidos. La retención es mantener el agua en un sitio de almacenamiento durante un periodo considerable con propósitos estéticos, de consumo para agricultura y otros usos. Puede que el agua nunca se descargue en un curso de agua natural y por el contrario sea consumida por plantas, evaporación o infiltración en el suelo. Las estructuras de detención generalmente no reducen en forma significativa el volumen total de la escorrentía superficial, sino que simplemente reducen las tasas de caudal pico redistribuyendo el hidrograma de caudal. Sin embargo, existen algunas excepciones: por ejemplo el volumen de escurrimiento superficial reducido en embalses de detención en suelos granulares.

La detención in situ del agua lluvia es el almacenamiento de la escorrentía cerca del sitio donde ocurre la precipitación. En algunas aplicaciones, la escorrentía puede conducirse primero pequeñas distancias mediante colectores adyacentes o localizados en el sitio donde se ubica la estructura de detención. La detención in situ es diferente de la detención aguas abajo debido a su proximidad al extremo aguas arri-

ba de la cuenca y al uso de estructuras de detención pequeñas en contraste con las presas grandes normalmente asociadas con la detención aguas abajo.

El concepto de detener la escorrentía y liberarla a una tasa regulada es un principio importante en el manejo de aguas lluvias. En áreas que tienen un relieve topográfico apreciable, el almacenamiento por detención atenúa el pico de los caudales y la alta energía cinética de la escorrentía superficial. Esta atenuación del flujo puede reducir la erosión del suelo y la cantidad de contaminantes de diferentes clases asimilados y transportados por la escorrentía urbana desde el suelo, los pavimentos y otras superficies. Existen varios métodos para la detención de aguas de lluvia, incluyendo entre otros, el almacenamiento subterráneo, el almacenamiento a cielo abierto en embalses de todo tipo y tamaño, el almacenamiento en estacionamientos y la detención en tejados y cubiertas.

Varias consideraciones se hallan involucradas en el diseño para la detención de aguas lluvias (Chow et al, 1994). Éstas son: (a) la selección de un evento de lluvia de diseño, (b) el volumen de almacenamiento necesario, (c) la tasa de liberación máxima permitida, (d) los requerimientos y oportunidades para el control de contaminación, y (e) los diseños de las estructuras de salida para la liberación del agua detenida.

En la Figura 11.1 se presenta un esquema básico de un embalse urbano de detención.

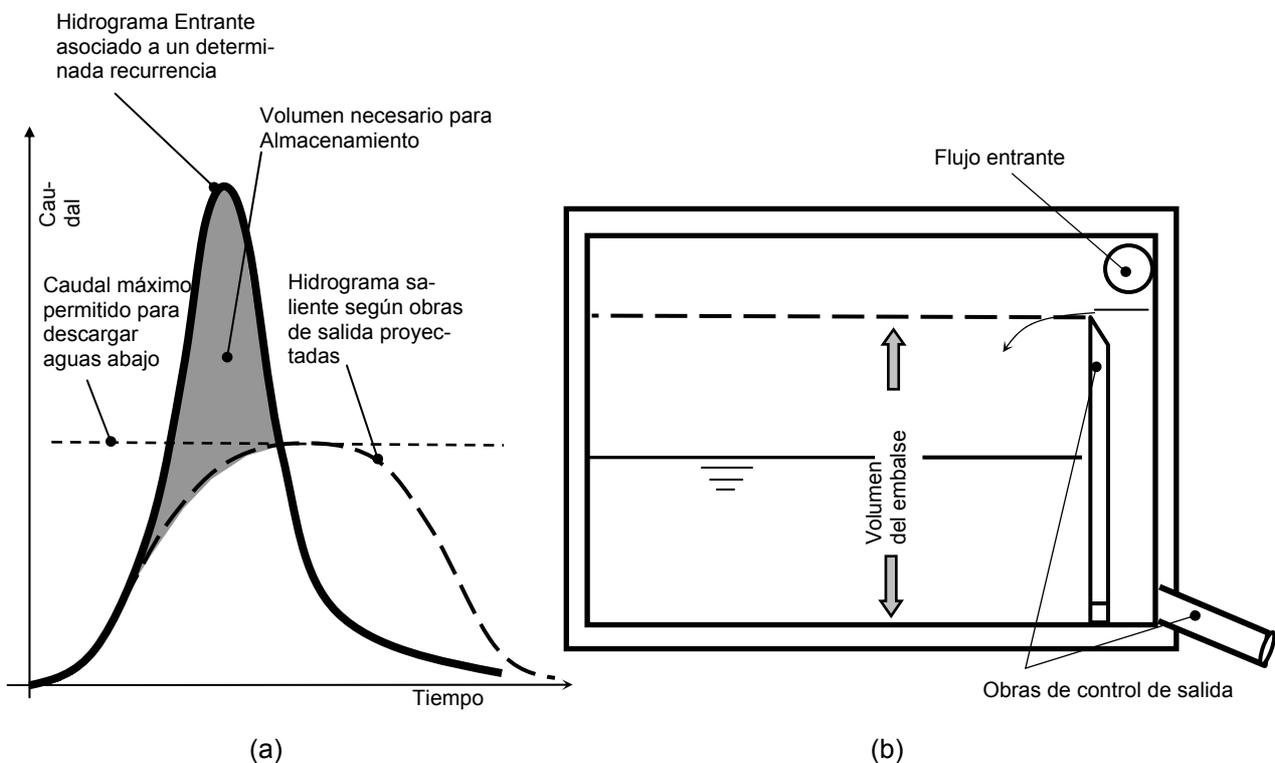


Figura 11.1. Esquema Básico de un Embalse de Detención Urbano

## 11.2 TIPOS DE EMBALSES

Las formas que pueden tomar las obras de almacenamiento son ilimitadas, al igual que su distribución, número y dimensiones (ASCE-WEF, 1992). No obstante, hay dos clases bien diferenciadas para el dimensionamiento de embalses de detención. Cuando la obras son planificadas sobre una base individual considerando un sitio específico en particular se habla de embalses in situ, locales o de aguas arriba. El otro grupo corresponde a obras de embalses aguas abajo o regionales. En forma similar, Stahre y Urbonas (1990) citados por ASCE.WEF (1992) identificaron dos tipos denominándolos como obras de “control de fuentes” y de “almacenamiento aguas abajo”.

Las obras in situ generalmente son diseñadas para controlar tormentas cortas e intensas que producen los más altos caudales máximos y no representan demasiadas ventajas para el control de daños por

inundaciones aguas abajo. El volumen total de escurrimiento de tales tormentas es relativamente pequeño y los tiempos de detención del escurrimiento en los embalses es relativamente corto. Por lo tanto, a menos que los caudales permitidos para descargar aguas abajo sean muy pequeños, el efecto sobre los caudales picos desaparece rápidamente hacia aguas abajo (ASCE-WEF, 1992).

Es interesante destacar que bajo ciertas condiciones, las obras de detención solamente en la parte baja de la cuenca podrían incrementar el caudal máximo saliente de la cuenca entera. Esto puede suceder si al retrasar el flujo en la parte baja se lo superpone temporalmente con el caudal proveniente de la cuenca alta, fenómeno que antes de las obras de detención no ocurría.

La principal ventaja de los embalses in situ es que los planificadores de la urbanización pueden requerir que estas obras sean construidas como condición de aprobación de las urbanizaciones. La mayor desventaja involucra una mayor extensión superficial de tierra requerida para las obras en comparación con un embalse regional, y principalmente las molestias (olor, apariencia) potenciales debido a la dificultad de asegurar un adecuado mantenimiento de todas las pequeñas obras.

Las obras proyectadas como parte de un proceso de planificación a nivel de cuenca, donde el área de aporte constituye una cuenca o subcuenca entera de relativamente gran extensión son denominadas obras regionales. Estas obras involucran mayores almacenamientos y son más aptas para ser diseñadas para períodos largos de restitución de caudal al curso. La principal desventaja que tiene estas obras componentes de un plan regional es la obtención de fondos de los urbanizadores y utilizar tales fondos eficientemente en las obras de saneamiento pluvial propuestas. Otra desventaja de los embalses regionales es que pueden dejar importantes porciones de la red de cursos desprotegidos, por lo que los planes deben evitar tal condición.

Según Dendrou y Delleur (1982) citado por ASCE-WEF (1992), en general un plan de gestión de drenaje pluvial a nivel de cuenca que incorpore embalses regionales puede producir resultados más económicos y efectivos que numerosos embalses de detención pequeños. Sin embargo, en el caso de redes existentes con capacidad deficitaria, el almacenamiento en pequeñas áreas (techo, bocas de tormenta, barrio) puede ser la única opción en para incrementar la recurrencia asociada a la capacidad de conducción de colectores terciarios, secundarios y primarios.

Según algunos autores como ASCE-WEF (1992) la clasificación superior de los embalses de drenaje pluvial es:

### **1. Embalses de Retención**

Los embalses de retención son aquellos donde el escurrimiento es colectado y almacenado por un período significativo de tiempo, y es liberado después que el escurrimiento cuando la tormenta ha finalizado. Los embalses de retención son generalmente asociados con “embalses húmedos” con agua permanente, los que tienen usos especiales o adicionales como recreacional y estético durante la mayor parte del tiempo cuando su volumen es mínimo. Los embalses que retienen escurrimiento por períodos mayores a 12-36 horas pueden servir para propósitos de calidad de agua.

### **2. Embalses de Detención**

En obras de saneamiento urbano los embalses de detención son los más habituales. En general siempre permiten la salida de un flujo base o mínimo. Cuando llega una crecida el funcionamiento del embalse de detención reduce el caudal saliente a un valor bastante menor al caudal entrante. El embalse limita a un umbral máximo (proyectado) el caudal saliente que a su vez es el entrante a la red en la dirección aguas abajo.

Tanto los embalses de retención como de detención pueden ser subdivididos en

#### **1. Embalses in situ o locales**

Como ya fuera mencionado, los almacenamientos de agua cercanos al lugar donde el agua cae son los llamados embalses el sitio. Estos pueden ser de detención o retención y pueden ser representados por almacenamientos en techos, embalses en propiedades, predios para estacionamiento, almacenadores en bocas de tormenta, pequeños encharcamientos en áreas verdes, etc.

#### **2. Embalses Aguas Abajo o Regionales**

Son los embalses que comprenden el aporte de bastas extensiones de cuencas. En general son de mayor dimensiones que los embalses en el sitio puesto que operan sobre el volumen total escurrido de

una cierta área. Pueden ser de retención o de detención. Mayores detalles ya han sido mencionados en párrafos anteriores.

### 3. Embalses fuera de línea

Los embalses fuera de línea son aquellos almacenamientos en áreas deprimidas, reservorios, áreas recreacionales, donde solamente una parte del pico de determinadas crecidas es almacenado temporalmente. No están conectados directamente con las vías de desagüe para caudales bajos, sino que se conectan hidráulicamente cuando por ejemplo desborda un cierto nivel el conducto o canal principal. En la actualidad también son utilizados los embalses fuera de línea en almacenamientos domiciliarios, de grandes predios impermeables y bocas de tormenta, con lo que se logra “cortar” el hidrograma entrante a un cierto valor preestablecido de caudal.

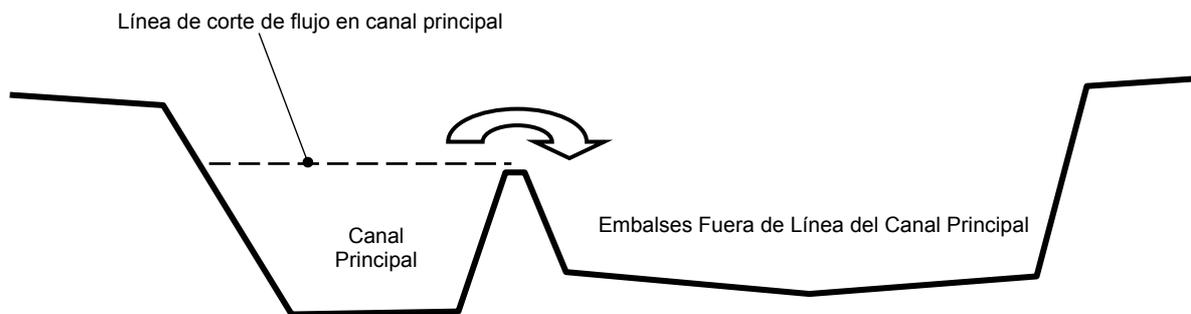


Figura 11.2. Esquema Transversal de un Embalse Fuera de Línea.

### 4. Embalses en línea

Son aquellos emplazados directamente sobre la vía de desagüe. Tal es el caso de un escalón de fondo o una presa en un curso de agua. En este tipo de embalses existe conexión hidráulica con la vía de desagüe en todo el rango de caudales.

### 5. Embalses en canales

El almacenamiento en canales es una característica inherente a su funcionamiento hidráulico en el transporte de flujo. Por lo tanto, canales con amplias bases de fondo contribuirán al almacenamiento del flujo en tránsito. Esta mecánica de almacenamiento es del tipo en línea.

## 11.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA EMBALSES IN SITU Y REGIONALES

### 11.3.1 Embalses in situ

Los requisitos típicos de parte de las autoridades locales con injerencia en el drenaje pluvial para los embalses in situ son el de requerir a los urbanizadores reducir el caudal pico generado en un escenario después de la urbanización aun valor correspondiente al caudal pico bajo condiciones anteriores a la urbanización. Algunas jurisdicciones, además, requieren que el volumen del flujo saliente del embalse en un escenario post-urbanización no exceda el valor del volumen saliente en el período pre-urbanización (esta condición solo puede ser cumplida si es permitida la infiltración en el embalse). En términos más realistas, el criterio puede especificar que el caudal pico saliente post-urbanización generado por una tormenta dada necesita ser reducido a su valor pico pre-urbanización para compensar el incremento de volumen.

Según lo reportado en ASCE-WEF (1992) cuando la gestión de los drenajes pluviales se volvió común, algunos embalses fueron diseñados para control de crecidas, solamente para un tipo de tormenta asociada a una recurrencia de 100 años. En su momento esto fue considerado como un criterio muy fuerte o estricto, pero actualmente se ha transformado en inefectivo, ya que una obra diseñada bajo esas condiciones puede proveer un pequeño grado de atenuación a crecidas de baja recurrencia, puede incrementar procesos de erosión aguas abajo y puede hacer disminuir el efecto sobre el control de grandes crecidas aguas abajo.

Para ilustrar el valor del criterio regulatorio multi-tormenta, ASCE-WEF (1992) presenta un análisis comparativo en una cuenca de drenaje de 32 km<sup>2</sup> en New Jersey (Estados Unidos), controlada por 400 em-

balses de detención in situ con una superficie de aporte a cada embalse de  $0.08 \text{ km}^2$ . Los resultados se muestran en la Tabla 11.1.

Puede verse que el Diseño 1, el cual requiere solamente embalses in situ con control de la crecida de 100 años de recurrencia, no tiene virtualmente efecto sobre crecidas en una sección de control donde la cuenca concentra los  $32 \text{ km}^2$  de área de aporte de escurrimiento. El Diseño 2 que controla mediante embalses in situ crecidas de 10 y 100 años de recurrencia manifiesta un mejor comportamiento en la sección de control aguas que el diseño pero solamente para grandes tormentas. Los picos de crecidas con recurrencias inferiores a 10 años, los cuales mayormente gobiernan las tendencias a erosionarse de los canales, son afectados en una manera muy escasa. El Diseño 3 requiere control in situ de crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia como así también retención de sólidos en suspensión, es más efectivo en la reducción de todas las crecidas en la sección de control aguas abajo.

Los autores concluyen que en la cuenca en estudio, el requerimiento de control in situ de tormentas asociadas a 100 años de recurrencia es completamente ineficaz a unos pocos kilómetros aguas abajo. Por otro lado se requiere por lo menos el control de 3 tipos de tormentas para lograr, en este caso un parcial control aguas abajo y también obtener la retención y sedimentación de sólidos en suspensión. Sin embargo, pudo comprobarse que a pesar del relativamente estricto criterio, los caudales máximos post-urbanización en el extremo aguas abajo de la cuenca son mas grandes que los ocurridos previamente a la urbanización, el volumen total de la crecida fue incrementado notoriamente y por lo tanto los pobladores aguas abajo no recibieron una protección adecuada.

En el análisis planteado en otro ejemplo los mismos autores afirman que el diseño para una frecuencia simple, como por ejemplo el diseño para  $R = 100$  años, tiene solo un efecto marginal sobre eventos de menor recurrencia como por ejemplo crecidas asociadas a  $R = 10$  años, en la medida en que el área de la cuenca se incrementa.

Los criterios de diseño enfocados al control de dos tipos de crecidas de recurrencias diferenciadas (ordinaria y extraordinaria) como por ejemplo  $R = 10$  y 100 años dan lugar a obras que controlarán significativamente esos eventos y asimismo controlan el incremento en los picos de caudales en dirección aguas abajo.

Según Urbonas y Glidden (1982) citado por ASCE-WEF (1992), el ingeniero proyectista debe examinar un rango de frecuencias al emprender el diseño de un embalse.

Tabla 11.1. Comparación de Efectividad Aguas Debajo de Varias Alternativas de Diseño  
Fuente: Adaptado de ASCE-WEF (1992).

Criterio de Diseño	Almacenamiento por embalse ( $\text{m}^3$ )	Tasa de almacenamiento por Ha ( $\text{m}^3/\text{Ha}$ )	% de Reducción del Caudal Pico para $32 \text{ km}^2$ de la cuenca		
			R = 2 años	R = 10 años	R = 100 años
1. Salida simple, control para crecidas de R = 100 años $Q_{\text{MAX}}$ de Pre-urbanización	1076 $\text{m}^3$	135	0	0	2
2. Salida simple, control para crecidas de R = 10 y 100 años para $Q_{\text{MAX}}$ de Pre-urb.	2500 $\text{m}^3$	313	1	7	30
3. Triple salida, retención de sólidos y control para crecidas de R = 2, 5 y 100 años para $Q_{\text{MAX}}$ de Pre-urb.	3200 $\text{m}^3$	400	44	24	20

### 11.3.2 Embalses de Retención Regional y la Planificación a nivel de Cuenca

Según ASCE-WEF (1992), desde la perspectiva de la planificación y gestión de los drenajes pluviales, las obras a escala regional son preferibles a una gran cantidad de obras pequeñas in situ, aunque los objetivos de diseño puede a veces no ser tan claramente definidos como en el caso de los embalses in situ (donde el objetivo primario es el control del flujo de salida mas que el control de crecidas aguas abajo). En general es económicamente más efectivo desarrollar un plan a nivel de cuenca o regional el que resultará en términos de control de flujo equivalente al que se lograría si el flujo fuera controlado con embalses in situ.

La planificación regional por lo general resulta en un número relativamente pequeño de embalses regionales para control de flujo solamente, y en un gran número de pequeñas obras in situ diseñadas para retener pequeñas crecidas con el objeto de control de calidad y erosión. Es claro que estas pequeñas obras no se incluirán si no existen mayores problemas en cuestiones de calidad y erosión. La acción de los embalses regionales hace innecesario el control de grandes crecidas in situ para urbanizaciones individuales. La Figura 11.3 muestra una cuenca con 3 embalses regionales y con obras in situ para control de calidad de agua. La alternativa a esta propuesta para comparar las respectivas eficiencias, es el almacenamiento para control de crecidas in situ.

El tránsito interrelacionado de crecidas a través de múltiples reservorios dentro de una cuenca debe ser resuelto iterativamente, evaluando las ventajas relativas (o impactos) de cada combinación. Mediante la eliminación o agregado de embalses se puede llegar a una solución óptima. Un plan de gestión de drenaje pluvial a nivel de cuenca puede requerir criterios de diseño diferentes para diferentes tipos de obras. A menos que la cuenca enterase va impermeabilizar de una vez, no es necesario construir de una vez todos los embalses que el plan maestro indica.

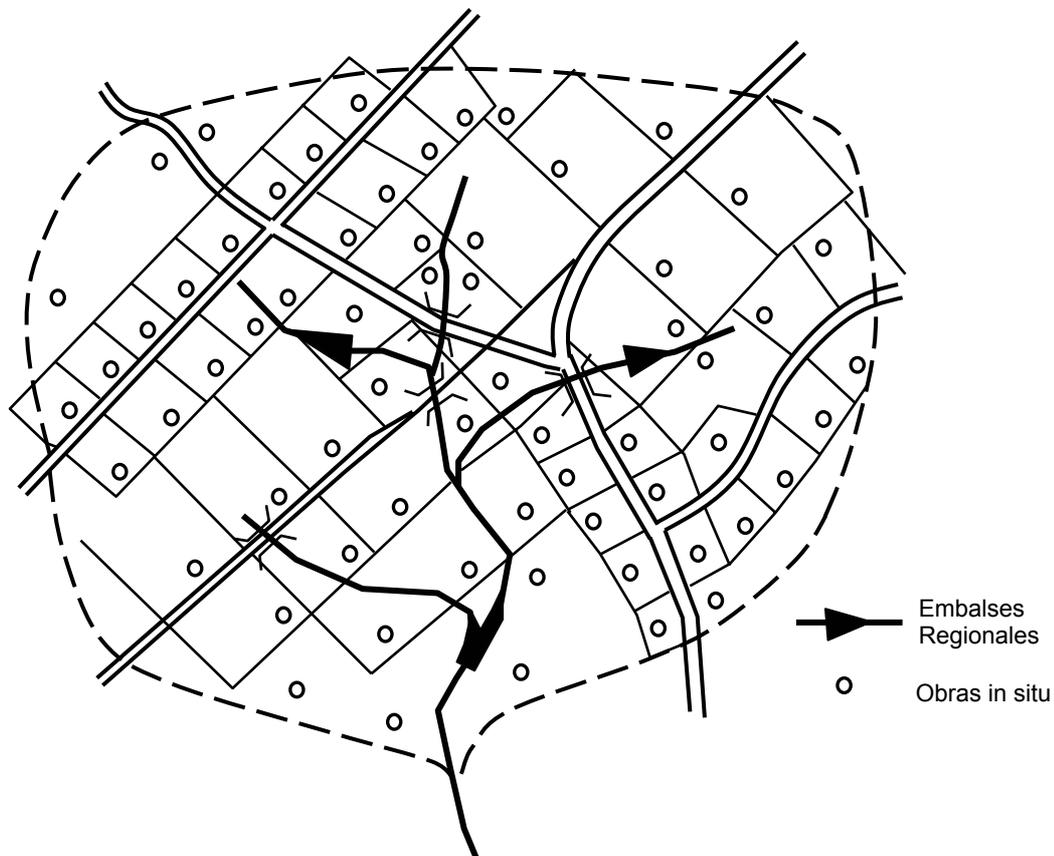


Figura 11.3. Plan de Embalses Regionales. Fuente: Adaptación de ASCE-WEF (1992)

### 11.3.3 Redes de Conductos Existentes con falta de capacidad

En los casos en que las redes sean existentes y el problema sea la falta de capacidad para transportar la crecida de diseño, la orientación de la solución difícilmente pueda establecerse a priori como en el caso de nuevas urbanizaciones.

Si el problema es la incapacidad del sistema primario o principal de colectores, es probable que la solución pueda orientarse hacia el almacenamiento y atenuación de los caudales máximos antes de ingresar a los conductos principales, sin llevar a cabo ninguna acción en los ramales secundarios terciarios, etc.

Cuando el problema es la falta de capacidad de todo el sistema (conductos primarios, secundarios, terciarios, etc.) deberá realizarse una evaluación técnica económica y ambiental para determinar la o las alternativas más favorables. Se deberán al menos analizar alternativas como:

- gran cantidad de embalses in situ para controlar las crecidas en un amplio rango de recurrencia sin ampliar ningún tipo de ramal,
- ampliación de ramales de menor jerarquía, por ejemplo terciarios, y construcción de embalses antes de los secundarios (menos cantidad de embalses que en el caso anterior) para recuperar recurrencias en secundarios y primarios sin ampliación de estos conductos,
- ampliación de terciarios y secundarios y construcción de embalses (menor cantidad que en el caso anterior) antes de los colectores primarios.

En general el balance es entre gran cantidad de embalses in situ sin obras de ampliación en conductos versus ampliación de algún tipo de conductos y construcción de menos cantidad de embalses más grandes.

## 11.4 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE EMBALSE Y CARACTERÍSTICAS DE OBRAS DE SALIDA

### 11.4.1 Volumen del Embalse Urbano

El volumen del embalse necesario para atenuar una crecida es aquél volumen encerrado entre el hidrograma entrante y el saliente (ver Figura 11.1). Además, el hidrograma saliente depende fundamentalmente del:

- (a) Hidrograma entrante  $\rightarrow Q = f(t)$
- (b) Variación del volumen del embalse en función de la cota del pelo de agua en el embalse  $\rightarrow V = f(z)$
- (c) Variación del caudal saliente por la obra de salida en función de la cota en el embalse  $\rightarrow Q_s = f(z)$

Al proceso mediante el cual se hace transitar la crecida por el embalses lográndose el efecto de disminuir su caudal máximo y extender su base temporal se lo suele denominar entre otras terminologías "laminar una crecida" o "amortiguar una crecida".

Como el problema es implícito (no se puede hacer el dimensionamiento definitivo de las obras de descarga porque no se conoce el caudal máximo saliente, pero por otro lado no se puede determinar el caudal máximo mediante la laminación de la crecida sin conocer las obras de descarga) debe resolverse mediante una metodología del tipo proposición  $\rightarrow$  verificación. Un proceso posible es:

- (a) Selección de recurrencia de diseño ( o recurrencias en el caso de multifrecuencias);
- (b) Determinación de Hidrograma/s Entrante/s;
- (c) Definición del caudal máximo saliente en función de las restricciones impuestas aguas abajo;
- (d) Proposición de un hidrograma saliente horizontal con el valor del caudal máximo supuesto;
- (e) Cálculo del volumen del embalse como el área encerrada entre la horizontal y el hidrograma entrante;
- (f) Diseño (si corresponde) de la forma del embalse y definir la cota máxima probable que se alcanzará en función del volumen máximo necesario;
- (g) Proposición de la obra de salida de modo tal que con la cota máxima probable del embalse pueda evacuarse un caudal igual al que fijan las restricciones aguas abajo;
- (h) Laminación de la crecida considerando el hidrograma entrante, la curva de almacenamiento  $V = f(z)$  del embalse predimensionado y la curva  $Q_s = f(z)$  de acuerdo a las obra de salida prediseñada;
- (i) Modificaciones y Ajuste. Si la laminación determina un caudal saliente superior al permitido pueden haber dos alternativas de modificación; una primera puede ser disminuir la dimensión de la obra de descarga lo que probablemente implicará un aumento del volumen del embalses y una segunda puede ser mantener la obra de descarga y modificar la forma del embalse (si es posible) de modo tal que el volumen máximo se alcance a una menor cota.
- (j) Si hay modificaciones repetir laminación en nuevas obras.

Para el paso (b) puede ser utilizada toda técnicas que permita determinar un hidrograma a partir de una tormenta.

Dado que se verifica que la crecida que produce el caudal máximo no necesariamente produce el volumen máximo en un embalse, deben considerarse una serie de tormentas a partir de aquella en la cual la duración de la tormenta es igual el tiempo de concentración de la cuenca e incrementando sus duraciones hasta determinar la duración de la tormenta que produce el mayor volumen del embalse. Para este fin deben efectuarse los pasos desde (a) hasta (e) hasta encontrar el referido volumen máximo.

Sin lugar a dudas el método racional y la asociación de un hidrograma triangular es la técnica más simple. Pero debe utilizarse con cuidado puesto que, como se verá más adelante puede subvalorar el volumen del embalse.

#### 11.4.1.1 Determinación mediante el Método Racional

Como ya se señalara en la Unidad 5, punto 5.4.4 el método racional para lluvias de duración (D) superior al tiempo de concentración ( $T_c$ ) de la cuenca es una extensión del método racional clásico. Según Chow et al., (1994) este método fue desarrollado de tal manera que los conceptos del método racional pudieran utilizarse para determinar hidrogramas aproximados utilizables en el diseño de embalses.

Chow et al., (1994) sugiere el uso del método racional para el diseño preliminar de embalses de detención en cuencas con áreas de hasta aproximadamente 8-12 Ha, sin embargo ASCE-WEF (1994) presenta la utilización del método racional en una cuenca de 20 Ha.

La forma del hidrograma producido por el método racional con duraciones de lluvias superiores al  $T_c$  de la cuenca en estudio se propone trapezoidal, el cual se construye ajustando la duración de las ramas de ascenso y de recesión del hidrograma hasta hacerlas iguales al tiempo de concentración  $T_c$ , y calculando el caudal máximo con la formulación clásica propuesta en 5.13:

$$Q = 1/3.6 C i A \quad (11.1)$$

donde Q ( $m^3/s$ ) es el caudal máximo; C (adimensional) el coeficiente de escurrimiento, i (mm/h) la intensidad de la lluvia y A ( $km^2$ ) el área de la cuenca.

El hidrograma generado alcanzará su valor máximo cuando el tiempo de lluvia iguale al  $T_c$ , luego permanecerá constante (se asume que está aportando toda la cuenca simultáneamente) hasta el fin de la lluvia, a continuación la curva de recesión irá a cero linealmente en un tiempo igual al  $T_c$ . Por lo tanto, el tiempo de base del hidrograma será:  $(T_c+D+T_c) = 2T_c+D$ . Una ilustración de distintos hidrogramas generados para duraciones de lluvias mayores a  $T_c$  se muestran en la Figura 11.4. El ejemplo (es el mismo que se presenta en punto 5.4.4) corresponde a una cuenca hipotética de 10 Ha de superficie, con  $T_c = 10$  min y relación  $ID \ i = 1900 / (14.35 + D)^{0.844}$  para  $R = 5$  años (Relación IDR de Rosario, Argentina) y un Coeficiente de Escurrimiento  $C = 0.80$ .

Los hidrogramas para lluvias de mayor duración que  $T_c$  tienen caudales máximos menores, debido a que sus intensidades de lluvia también son decrecientes. Sin embargo, los volúmenes de escurrimiento son mayores dado que la lámina total crece a pesar de descender la intensidad.

Esta potencialidad del método racional, si bien el hidrograma es aproximado (simplificado linealmente), es útil para el diseño preliminar de embalses. En efecto, si se conoce un caudal admisible de salida de un determinado embalse de detención, es posible establecer el volumen máximo requerido para el diseño del embalse aproximándolo al volumen encerrado entre cada hidrograma y el caudal admisible de salida. Calculando el almacenamiento para hidrogramas de lluvias con diferentes duraciones, el hidrólogo puede determinar la duración crítica para la tormenta de diseño como aquella que requiere el mayor volumen de detención. Como se trata de figuras geométricas simples (triángulos y trapecios) tanto el volumen de embalse en función de la duración como la duración crítica para el mayor volumen necesario pueden determinarse analíticamente.

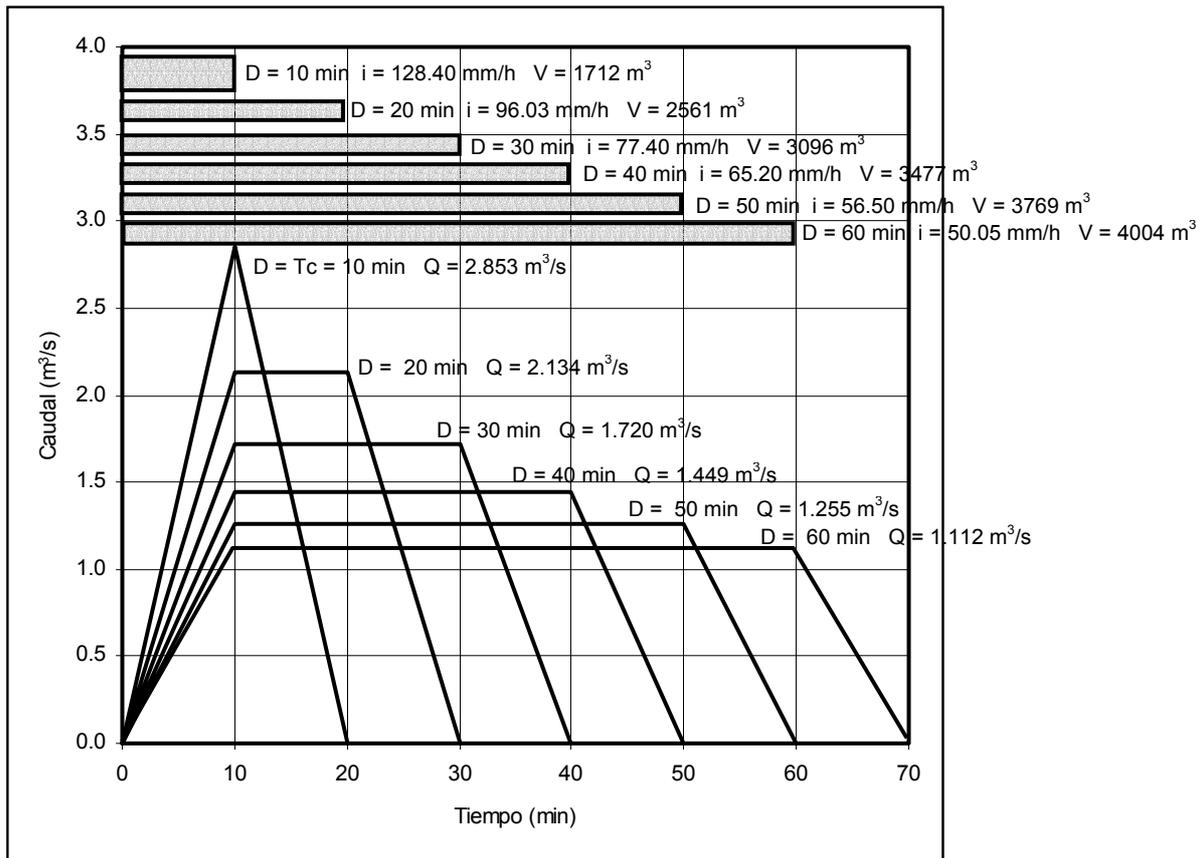


Figura 11.4. Hidrogramas asociados al Método Racional para duraciones de lluvia superiores al Tc

A continuación se presenta la determinación analítica expuesta por Chow et al., (1994), donde el hidrograma entrante al embalse es el hidrograma generado por la cuenca después de la urbanización y se considera como hidrograma saliente al correspondiente a un estado antes de la urbanización. De este modo el volumen determinado será el mínimo necesario para garantizar con el cumplimiento del requerimiento del caudal saliente.

La Figura 11.5 es una representación de los hidrogramas de caudal de entrada y salida para el diseño de un embalse de detención (Chow et al., 1994), donde  $\alpha$  es la relación entre el caudal máximo antes de la urbanización  $Q_{AU}$  y el caudal después de la urbanización  $Q_{DU}$ :

$$\alpha = \frac{Q_{AU}}{Q_{DU}} \tag{11.2}$$

En la Figura 11.5 , la relación de los tiempos hasta el pico de los hidrogramas es:

$$\gamma = \frac{T_{PAU}}{T_{PDU}} \tag{11.3}$$

el volumen de escurrimiento después de la urbanización es  $V_{DU}$  y el volumen necesario en el embalse  $V_{EMB}$  (área sombreada en la figura) es el volumen acumulado de entrada menos el volumen acumulado de salida hasta el punto temporal de inversión de hidrogramas  $T^*$ .

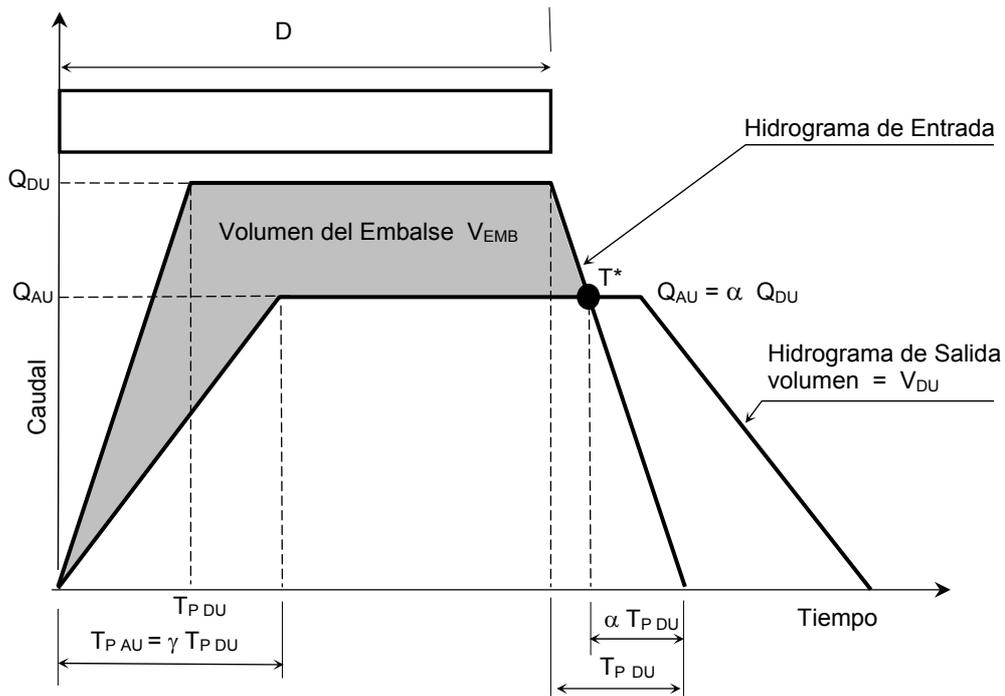


Figura 11.5. Hidrogramas de Entrada y Salida según el Método Racional.  
Fuente: adaptado de Chow et al., (1994)

Mediante el planteo de relaciones geométricas de los hidrogramas trapezoidales, puede determinarse la relación entre el volumen de almacenamiento y el volumen de escurrimiento  $V_{EMB} / V_{DU}$  (Donahue, McCuen y Bondelid, 1981 citado por Chow et al., 1994):

$$\frac{V_{EMB}}{V_{DU}} = 1 - \alpha \left[ 1 + \frac{T_{PDU}}{D} \left( 1 - \frac{\gamma + \alpha}{2} \right) \right] \tag{11.4}$$

donde  $D$  es la duración de la tormenta y  $T_{PDU}$  es el tiempo al pico del hidrograma de entrada al embalse.

Considerando una curva intensidad-duración de la forma:

$$i = \frac{a}{D + b} \tag{11.5}$$

donde  $i$  (mm/h) es la intensidad de la tormenta, en tanto que  $a$  y  $b$  (adimensionales) son los coeficientes de la curva ID. El volumen de escurrimiento después de la urbanización es igual al volumen bajo el hidrograma entrante:

$$V_{DU} = Q_{DU} D \tag{11.6}$$

El volumen de almacenamiento del embalse puede determinarse sustituyendo la ec.(11.6) en (11.4) y reordenando, con lo que se llega a la expresión de  $V_{EMB}$ :

$$V_{EMB} = Q_{DU} D \left\{ 1 - \alpha \left[ 1 + \frac{T_{PDU}}{D} \left( 1 - \frac{\gamma + \alpha}{2} \right) \right] \right\} \tag{11.7}$$

reemplazando  $\alpha$  por su valor de ec.(11.2):

$$V_{EMB} = Q_{DU} D - Q_{AU} D - Q_{AU} T_{PDU} + \frac{\gamma Q_{AU} T_{PAU}}{2} + \frac{\gamma Q_{AU}^2 T_{PAU}}{2} \frac{1}{Q_{DU}} \quad (11.8)$$

La duración que produce el máximo volumen de embalse se determina sustituyendo  $Q_{DU} = C i A = C A a / (D+b)$ , luego derivando  $V_{EMB}$  (ec. (11.8)) respecto a  $D$  e igualando la derivada a cero:

$$\begin{aligned} \frac{dV_{EMB}}{dD} = 0 &= D \frac{dQ_{DU}}{dD} + Q_{DU} - Q_{AU} + \frac{Q_{AU}^2 T_{PDU}}{2} \left[ \frac{d(1/Q_{DU})}{dD} \right] \\ &= -\frac{DCAa}{(D+b)^2} + \frac{CAa}{D+b} - Q_{AU} + \frac{Q_{AU}^2 T_{PDU}}{2CAa} = \frac{bCAa}{(D+b)^2} - Q_{AU} + \frac{Q_{AU}^2 T_{PDU}}{2CAa} \end{aligned}$$

donde se supone que  $Q_{AU}$ ,  $T_{PDU}$  y  $\gamma$  son independientes de la duración. Despejando la duración se llega a una expresión del tipo:

$$D = \left( \frac{bCAa}{Q_{AU} - \frac{Q_{AU}^2 D}{2CAa}} \right)^{0.50} \quad (11.9)$$

El tiempo al pico del hidrograma entrante  $T_{PDU}$  puede considerarse igual al tiempo de concentración de la cuenca en el estado posterior a la urbanización.

Si bien la ec.(11.9) simplifica significativamente los cálculos, existen situaciones en que no se puede utilizar puesto que la intensidad no se puede escribir de la forma planteada en la ec. (11.5). Por el contrario en nuestra región las intensidades para una recurrencia dada toma la forma  $i = a / (b+D)^c$ , el exponente  $c$  agrega una particular complejidad a la derivada en función de  $D$ .

En los casos en que no se pueda aplicar la ec. (11.9) es recomendable proponer distintas duraciones, hasta hallar aquella que determine el máximo volumen del embalse.

**Ejercicio 11.1**

En el caso planteado en la Figura 11.4, en la que se trata de una cuenca hipotética de 10 Ha de superficie, con  $T_c = 10$  min y relación  $ID \ i = 1900 / (14.35 + D)^{0.844}$  para  $R = 5$  años y un Coeficiente de Escurrimiento  $C = 0.80$ , determinar el volumen del embalse suponiendo que el hidrograma saliente puede tener un valor máximo de (a)  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (b)  $0.75 \text{ m}^3/\text{s}$  y (c)  $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$  y la rama ascendente del hidrograma saliente puede coincidir con la del entrante.

Solución: para cada duración se computa el volumen encerrado entre el hidrograma entrante y un hidrograma con meseta horizontal de  $0.50$ ,  $0.75$  y  $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la Tabla 11.2 se presentan los resultados, correspondiendo a la columna (1) la duración, en (2) la intensidad máxima, en (3) el caudal máximo, en (4) el volumen total de escurrimiento y en las columnas (5),(6) y (7) el volumen del embalse o volumen encerrado entre el hidrograma entrante y el saliente de  $0.5$ ,  $0.75$  y  $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente.

El volumen del embalse se determina mediante el cálculo del área del trapecio conformado por encima del caudal de salida:

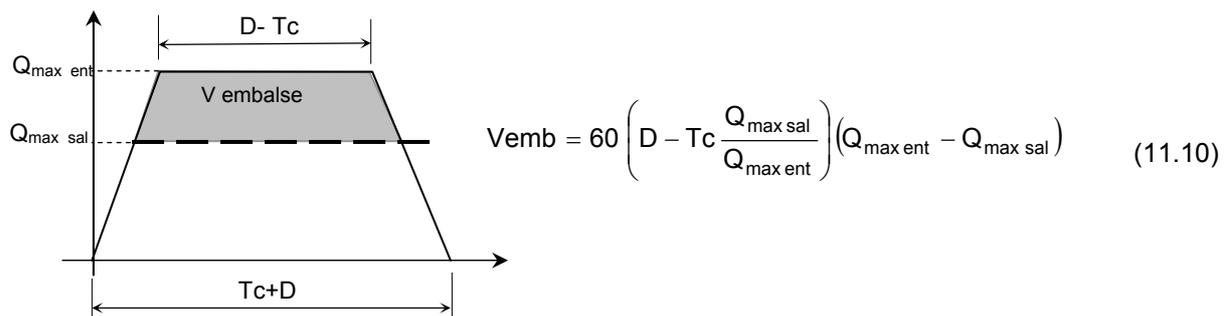


Tabla 11.2. Determinación de Volumen de Embalse. Ejercicio 11.1

(1) Duración D (min)	(2) Intensidad i (mm/h)	(3) $Q_{max\ ent} =$ C i A (m <sup>3</sup> /s)	(4) Volumen Entrante (m <sup>3</sup> )	(5) Volumen del Embalse (m <sup>3</sup> ) $Q_{sal} = 0.5\ m^3/s$	(6) Volumen del Embalse (m <sup>3</sup> ) $Q_{sal} = 0.75\ m^3/s$	(7) Volumen del Embalse (m <sup>3</sup> ) $Q_{sal} = 1.0\ m^3/s$
10	128.40	2.853	1712	1165	930	722
20	96.04	2.134	2561	1731	1369	1042
30	77.41	1.720	3096	1983	<b>1492</b>	<b>1045</b>
40	65.20	1.449	3477	2081	1460	891
50	56.54	1.256	3769	<b>2089</b>	1338	647
60	50.05	1.112	4004	2039	1157	343

Los resultados indican un volumen de embalse de:

- 2089 m<sup>3</sup> para un caudal saliente máximo de 0.5 m<sup>3</sup>/s, para una lluvia de 50 minutos de duración (notar que se trata de una lluvia 5 veces más grande que el Tc);
- 1492 m<sup>3</sup> cuando el caudal saliente se restringe a 0.75 m<sup>3</sup>, asociado a una lluvia de 30 minutos de duración y
- 1045 m<sup>3</sup> cuando el caudal saliente se restringe a 0.55 m<sup>3</sup>, también asociado a una lluvia de 30 minutos de duración.

En la Figura 11.6, para cada restricción de caudal saliente se representa el volumen del embalse en función de la duración (ec. 11.10). En cada curva puede observarse claramente como evoluciona el volumen del embalse ante el aumento de la duración de la tormenta. Por otro lado puede también observarse que a medida que el caudal saliente impuesto disminuye la duración que produce el máximo caudal es cada vez mayor.

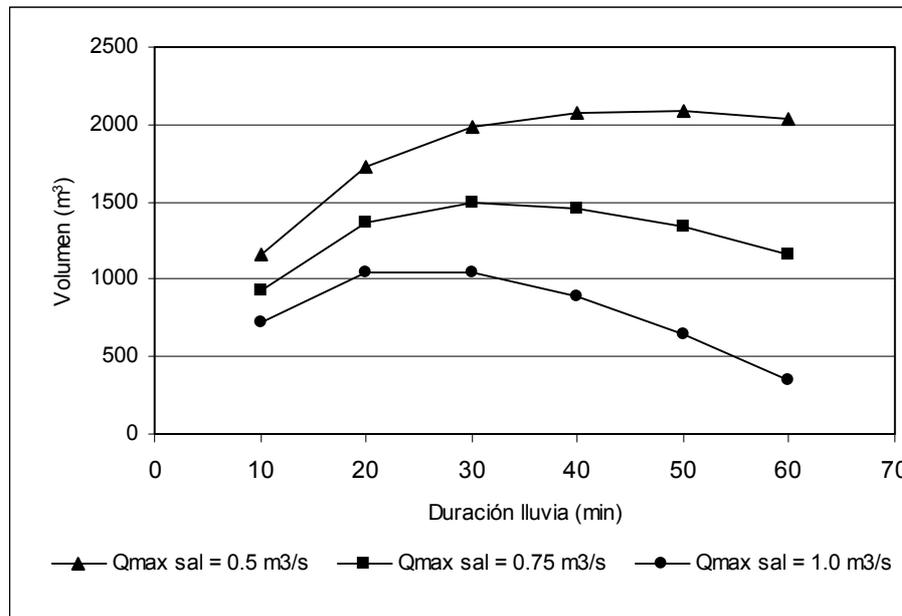


Figura 11.6. Evolución del Volumen del Embalse en función de la duración de la lluvia ante distintas restricciones de caudal saliente. Aplicación del Método Racional. Ejercicio 11.1

**Variante Ejercicio 11.1:** Si en la cuenca en estudio el tiempo de concentración antes de la urbanización era de 40 minutos y el coeficiente de escurrimiento C = 0.28 y se impone una restricción de que el caudal saliente después de la urbanización no supere al caudal saliente antes del desarrollo. Determinar el volumen del embalse.

- La intensidad de lluvia para el Tc<sub>AU</sub> = 40min es  $i = 1900 / (14.35 + 40)^{0.844} = 65.2\ mm/h$

- El caudal antes de la urbanización puede calcularse con la fórmula del método racional (11.1):

$$Q_{AU} = 1/3.6 \times 0.28 \times 65.2 \times 0.1 = 0.50 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \text{corresponde un volumen de embalse de } 2089 \text{ m}^3$$

En el diseño de embalses urbanos cobra importancia para su utilización comparativa la relación entre el volumen necesario del embalse por unidad de área de la cuenca. Aplicando esta relación puede estimarse que para laminar o cortar el hidrograma a un caudal máximo de  $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$  se necesitan  $209 \text{ m}^3/\text{Ha}$ , para  $0.75 \text{ m}^3/\text{s}$   $149 \text{ m}^3/\text{s}$  y para cortar a  $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$   $105 \text{ m}^3/\text{Ha}$ .

#### 11.4.1.2 Determinación mediante técnicas de Hidrogramas Unitarios Sintéticos

Sin lugar a dudas cualquier análisis de volumen de embalses mediante técnicas de hidrograma unitario, estimará de mejor manera el volumen del embalse puesto que estas técnicas tienen capacidad de describir de mejor manera el hidrograma entrante a laminar. Por otro lado no debe perderse de vista que una mejor técnica no asegura linealmente mejores resultados, si esta técnicas no son usadas criteriosamente. En ocasiones el uso de técnicas más simples utilizadas con adecuado criterio puede resolver un problema con igual nivel de aproximación y más simplemente que una técnica más sofisticada.

A continuación se analizarán dos casos de estimación de volumen de embalse. El primer caso corresponde a una microcuenca urbana totalmente impermeabilizada de  $20000 \text{ m}^2$  (2 Ha) (Ejercicio 5.14) donde se aplican el método racional e hidrogramas unitarios sintéticos con Embalse Lineal y Triangular del SCS. El el segundo caso corresponde a una cuenca de  $1 \text{ km}^2$  donde se aplica el HUS Urbano de Colorado.

#### A. Microcuenca Urbana. Uso de Método Racional, HUS de Embalse Lineal y Triangular

##### Datos de la cuenca:

Área urbana completamente impermeabilizada de  $20000 \text{ m}^2$  (2 Ha)

Recurrencia :  $R = 5$  años

Curva ID para  $R = 5$  años (de Rosario):  $i(\text{mm/h}) = 1899.145 / (14.35 + D(\text{min}))^{0.844}$

El tiempo de concentración de la cuenca:  $T_C = 6$  min.

La pérdida de escurrimiento puede considerarse despreciable.

El caudal saliente máximo permitido se restringe a  $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$

##### Construcción de Hidrogramas

(a) *Hidrograma mediante Método Racional:* se determina el caudal máximo de acuerdo a ec.(11.1) y consideraciones realizadas en Ejercicio 11.1.

(b) *Hidrograma a partir de HUS mediante Embalse Lineal:* para el embalse lineal se considera  $K = 0.5 T_C = 3$  min y se considera un tiempo de la lluvia neta unitaria  $T_N = 1$  min. Con cada hietograma y teniendo en cuenta que las pérdidas son despreciables se determina el hidrograma mediante la ec.(5.63) (para más detalles sobre HUS mediante Embalse Lineal ver punto 5.5.2.5).

(c) *Hidrograma a partir de HUS Triangular:* se considera un tiempo alpico  $T_p = 4$  min, un tiempo de lluvia unitaria neta  $T_N = 1$  min, un tiempo base  $T_B = 10$  min y un caudal pico para 1mm de lluvia neta de  $Q_p = 0.066 \text{ m}^3/\text{s}$  (ec. 5.31) (para más detalles sobre HUS Triangular ver punto 5.5.2.2).

##### Construcción de Hietogramas

Para el método racional el hietograma es de intensidad constante en toda la duración de la tormenta.

Para conformar los hietogramas que serán cargados a los respectivos HUS se utiliza el Hietograma de Chicago (ver método en punto 3.3.6.1). El coeficiente de avance considerado es 0.50 (intensidades máximas en la mitad de la duración).

##### Hidrogramas Calculados

A continuación se presentan los resultados gráficos y tabulares correspondientes a lluvias de duraciones: 6, 8, 10, 14, 20, 30, 40, 50 y 60 minutos

$D = T_c = 6 \text{ min}$

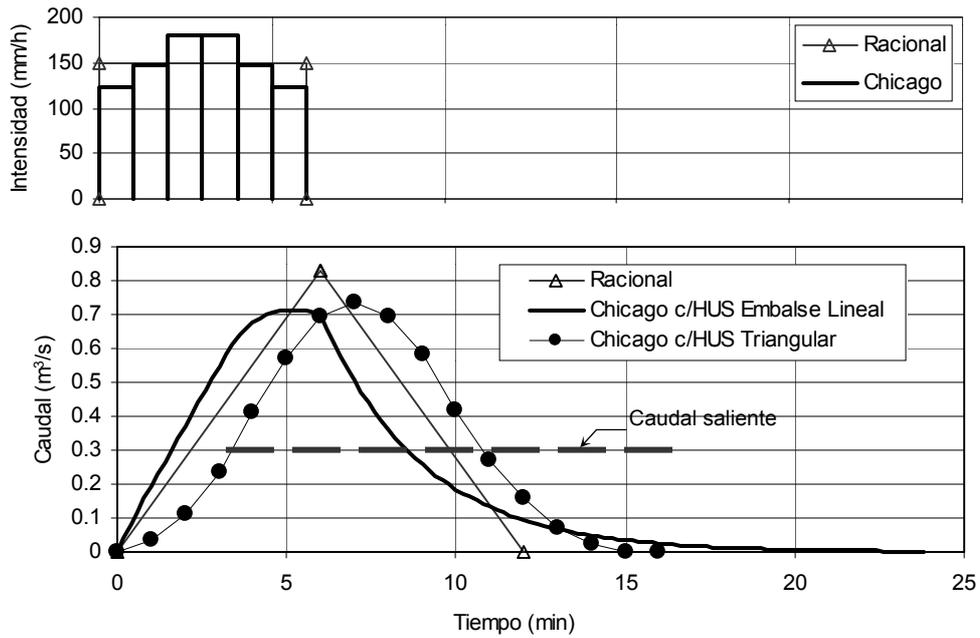


Figura 11.7a. Determinación del volumen de embalse mediante HUS. Hietogramas-Hidrogramas  $D = T_c = 6 \text{ min}$ .

$D = 8 \text{ min}$

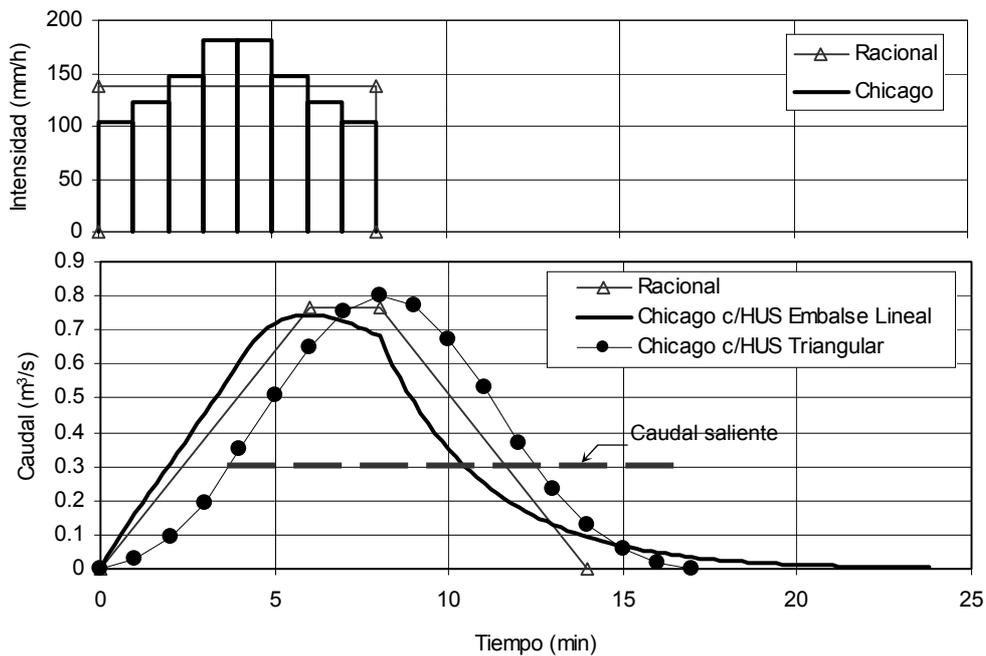


Figura 11.7b. Determinación del volumen de embalse mediante HUS. Hietogramas-Hidrogramas  $D = 8 \text{ min}$ .

D = 10 min

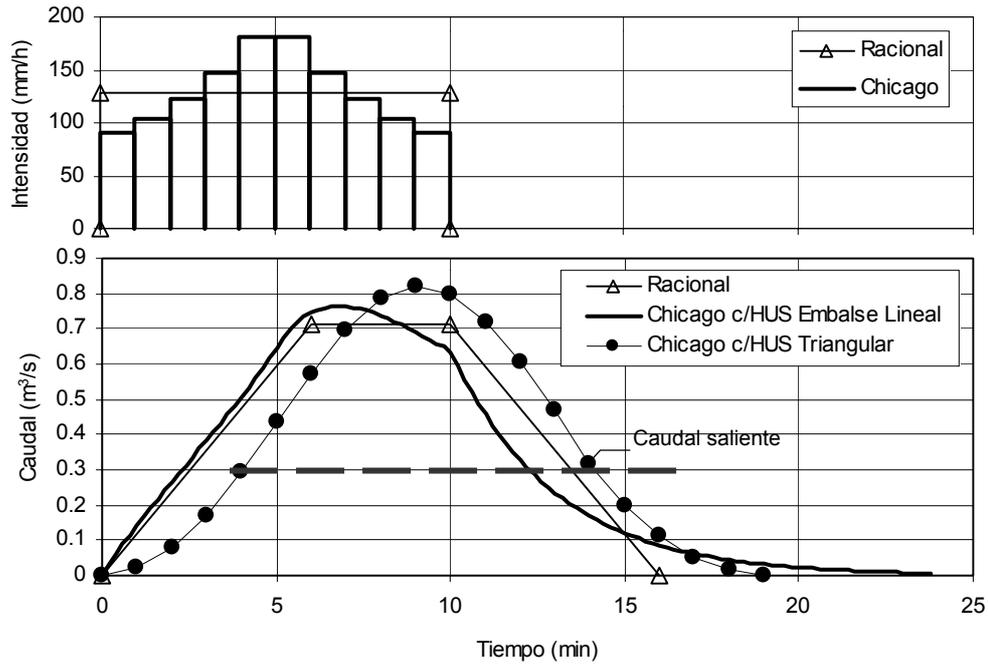


Figura 11.7c. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 10 min.

D = 14 min

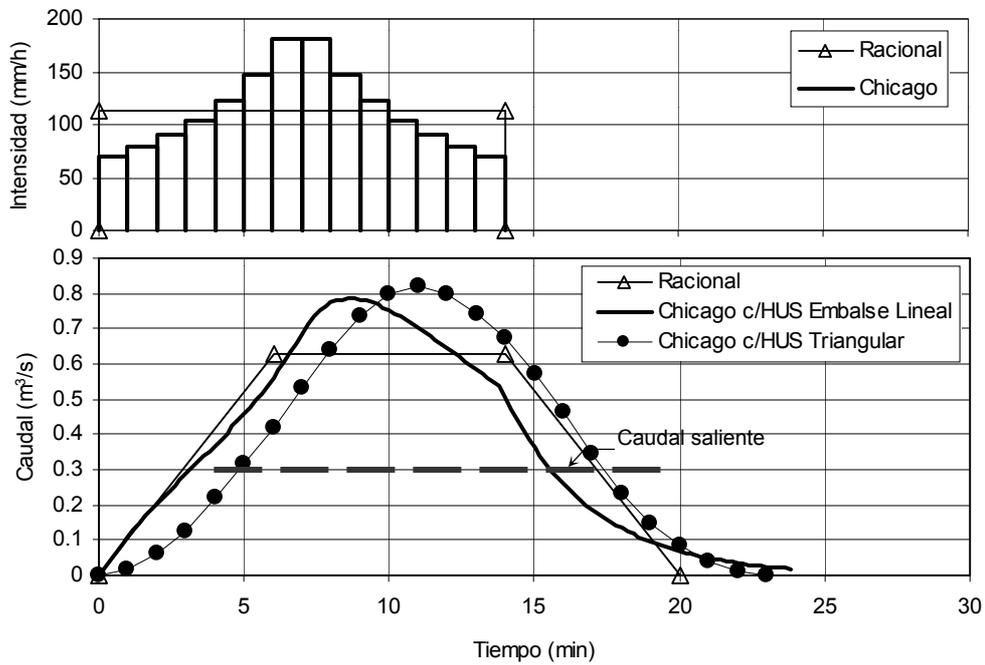


Figura 11.7d. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 14 min.

D = 20 min

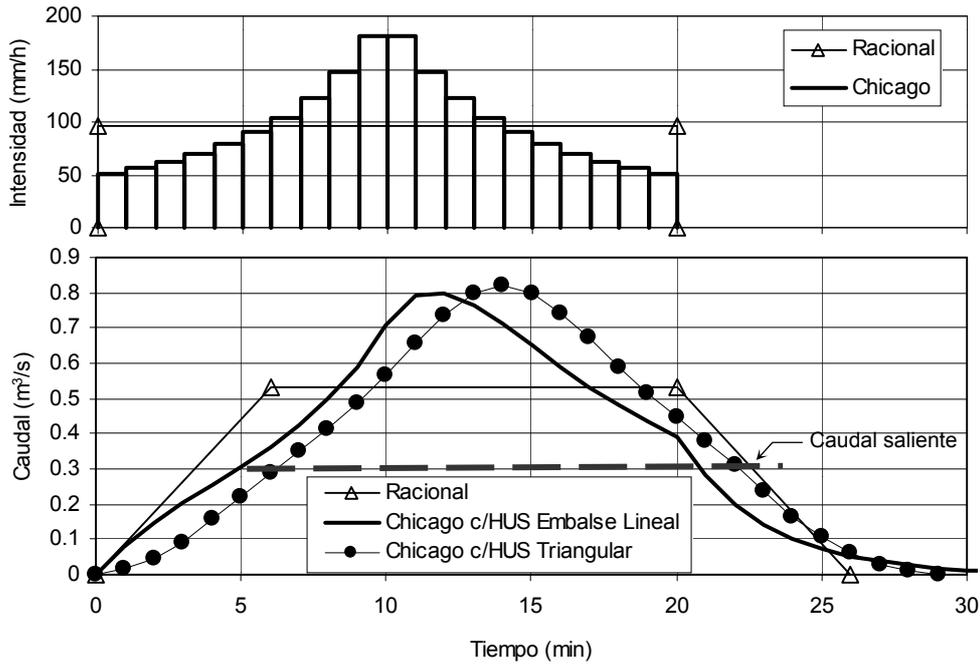


Figura 11.7e. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 20 min.

D = 30 min

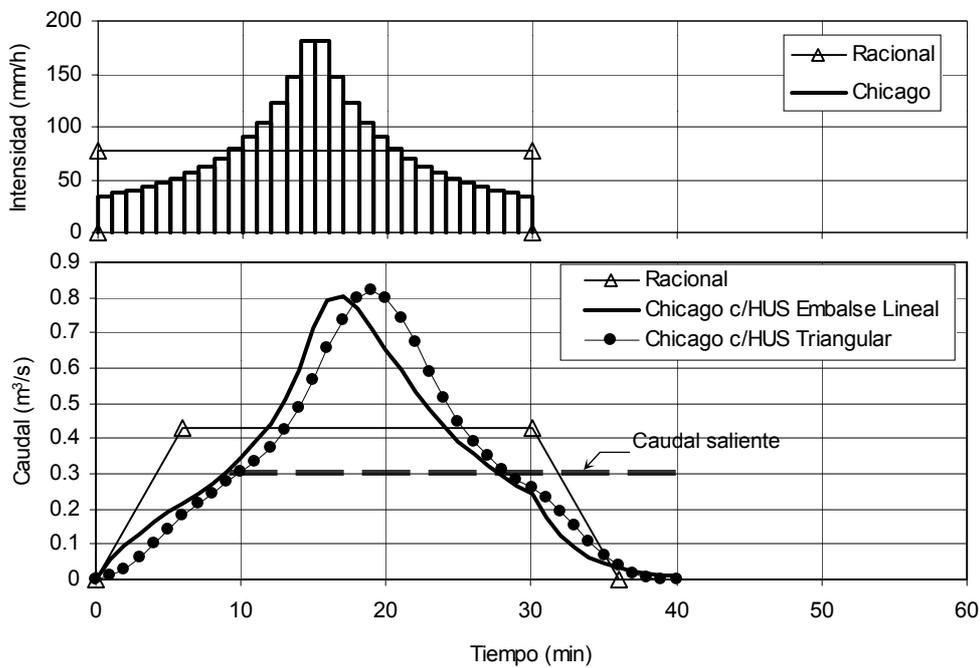


Figura 11.7f. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 30 min.

D = 40 min

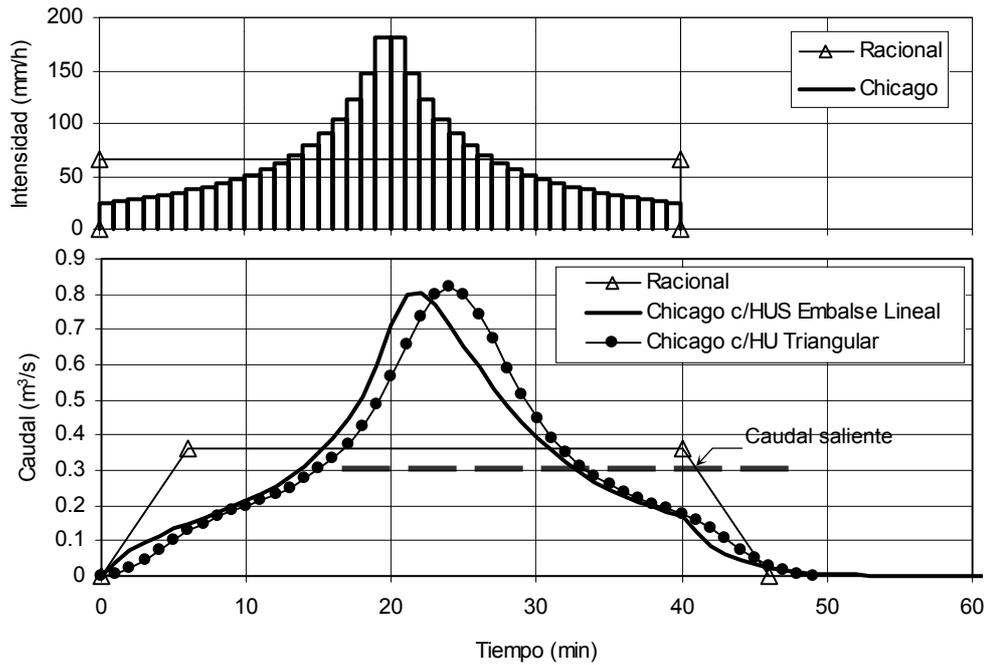


Figura 11.7g. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 40 min.

D = 50 min

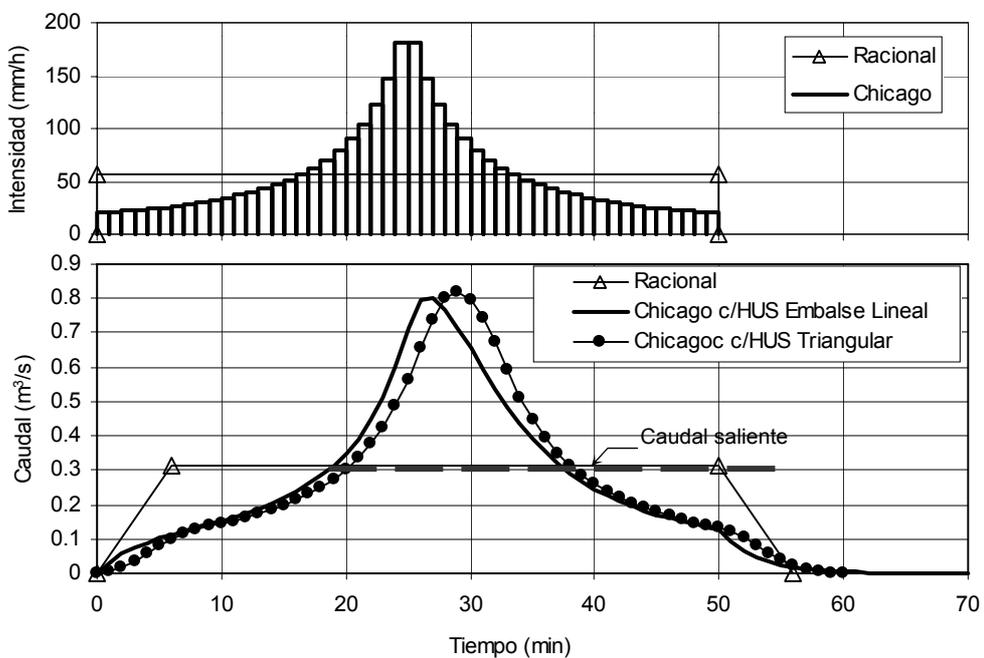


Figura 11.7h. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 50 min.

D = 60 min

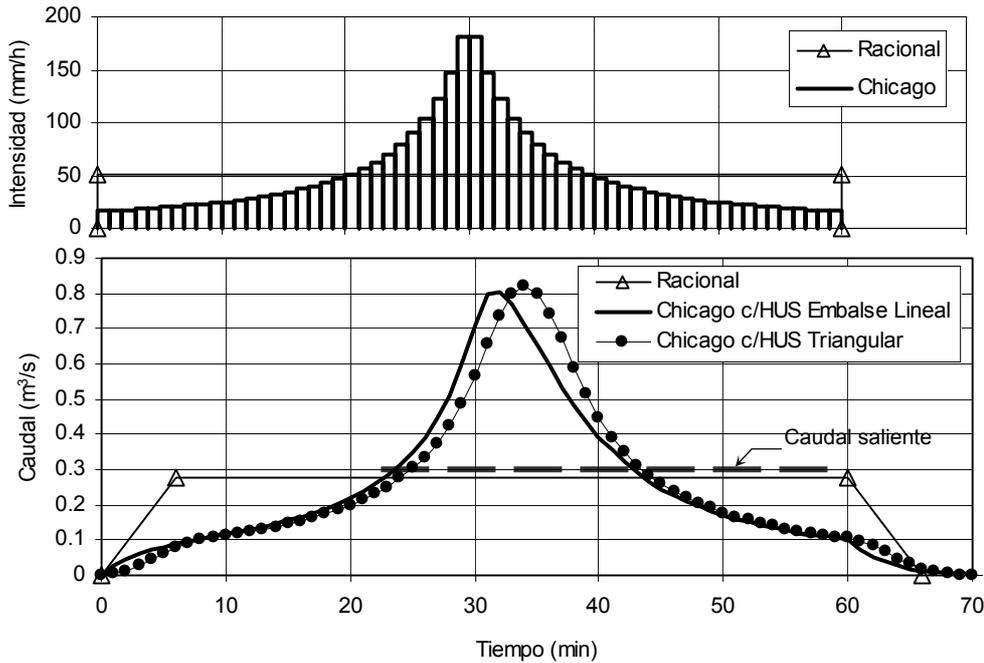


Figura 11.7i. Uso HUS en determinación volumen de embalse. Hietogramas-Hidrogramas D = 60 min.

Evaluando el área encerrada entre el caudal saliente constante ( $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y los respectivos hidrogramas, es posible para cada duración y para cada técnica de conformación de hidrograma calcular el volumen de embalse. En la Figura 11.8 se representa las variaciones del volumen en función de la duración de la tormenta. En tanto que en la Tabla 11.3 se presentan los valores correspondientes. Como información accesoria se presentan también la graficación y tabulaciones de los caudales máximos calculados en cada caso.

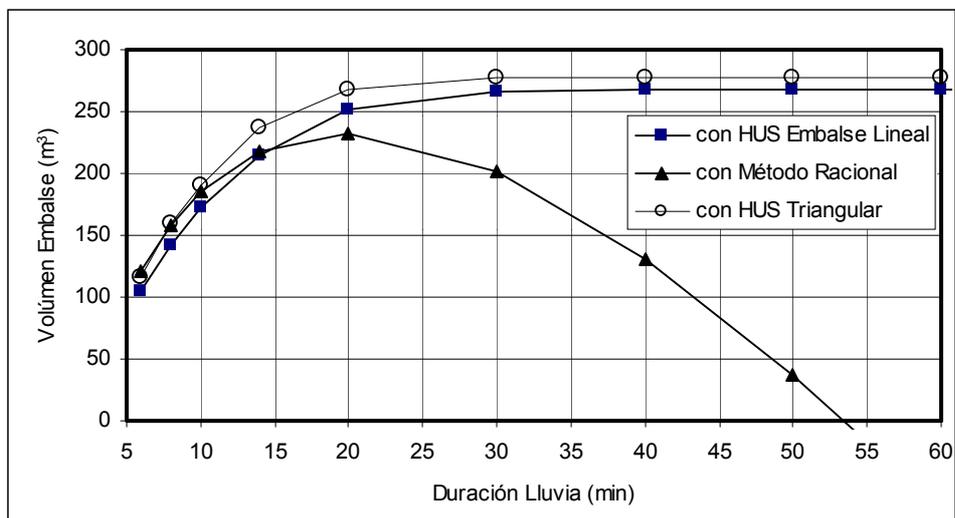


Figura 11.8. Variación de Volumen del Embalse en función de la duración de la lluvia. Cuenca con  $T_c = 6 \text{ min}$

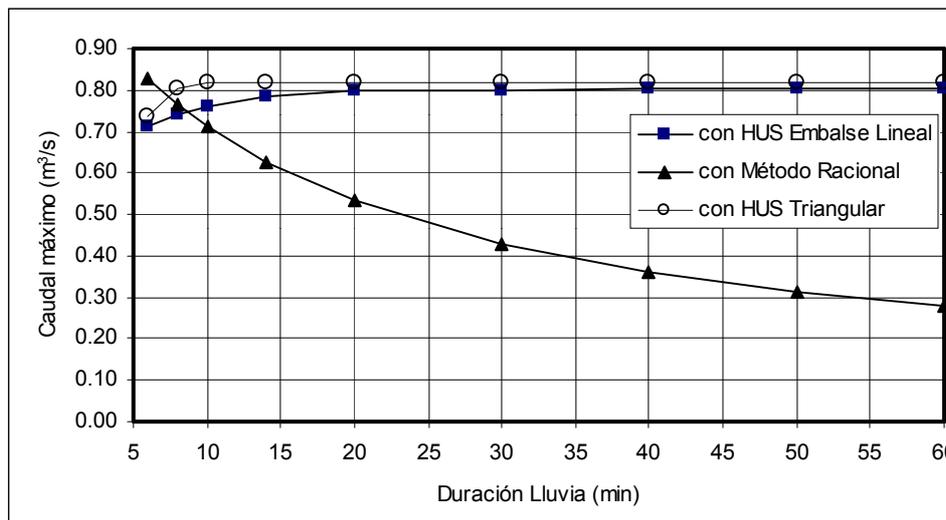


Figura 11.9. Variación del Caudal máximo en función de la duración de la lluvia

Tabla 11.3. Volúmenes de Embalse y Caudales Máximos.

Duración D (min)	Volumen de Embalse (m³)			Caudal Máximo (m³/s)		
	HUS Embalse Lineal	Método Racional	HUS Triangular	HUS Embalse Lineal	Método Racional	HUS Triangular
6	105	122	117	0.71	0.83	0.74
8	142	158	160	0.74	0.77	0.80
10	173	185	191	0.76	0.71	0.82
14	215	218	237	0.79	0.63	0.82
20	252	233	268	0.80	0.53	0.82
30	266	201	277	0.80	0.43	0.82
40	267	130	277	0.80	0.36	0.82
50	267	37	277	0.80	0.31	0.82
60	267	-	277	0.80	0.28	0.82
Máximos	267	233	277	0.80	0.83	0.82

Puede observarse que tanto la evaluación de volúmenes de embalse como los caudales máximos generados por HUS con Embalse Lineal y Triangular a partir de la carga con una tormenta de máxima como la de Chicago resultan en valores semejantes. Estas metodologías de HUS generan una variación de volúmenes crecientes que alcanzan un valor máximo cuando la lluvia tiene una duración de 30 min. Esta tendencia se debe a que al armar la tormenta con el hietograma de Chicago, a medida que se aumenta la duración, no hay variaciones de la intensidad de los bastones máximos, sino que se desplazan en el tiempo con lo cual la parte superior del hidrograma pasada una cierta duración no cambia. Esto implica que de acuerdo al valor del caudal máximo permitido, se llega a una duración donde el valor del volumen del embalse se estabiliza.

En cambio la evaluación del volumen de embalse con el método racional subvalora dicho volumen respecto a los otros métodos (en este caso subvalora en un 11%). Toda la diferencia entre el método racional y los hidrogramas convolucionados a partir de los HUS tiene que ver con las hipótesis propias del método racional. La hipótesis de intensidad constante hace que decrezca el caudal máximo. Ahora bien, como ya se ha visto, para ciertos valores de duraciones de lluvias mayores al Tc de la cuenca a pesar de que el caudal máximo desciende la forma geométrica trapezoidal en comparación con la forma triangular acumula más área respecto a la total en la zona superior, con lo que el volumen de embalse sigue creciendo hasta llegar a una duración en que el decrecimiento del caudal máximo prevalece y por tanto el volumen por encima de un cierto caudal (por ejemplo la restricción de salida de un embalse) comience a descender.

Debe quedar claro que el volumen del embalse dependerá de la distribución del volumen de la crecida en el hidrograma y su variación a medida que la duración de la tormenta aumenta. Si se usan técnicas de hidrograma unitario sintético es esperable resultados en términos de caudales máximos y distribución

de volúmenes en los hidrogramas convolucionados semejantes cualquiera sea el método utilizado, siempre y cuando los HUS sean semejantes (en términos de tiempos característicos y caudal máximo) y los hietogramas de carga de los HUS sean iguales.

## B. Cuenca Urbana. Uso de Método HUS de Colorado.

En este caso se analiza el volumen de embalse necesario para atenuar un crecida producida en una cuenca urbana de  $1 \text{ km}^2$ . La cuenca cuenta con superficies permeables e impermeables. Se agrega un elemento más al diseño como lo es la abstracción de las pérdidas de escurrimiento. Además, se agrega una suposición respecto a que la lluvia de diseño continua no puede tener más de 4 horas de duración. Esta suposición se fundamenta en observaciones de tormenta máximas reales en la región de Rosario, Argentina.

### Datos de la cuenca:

Área de la cuenca  $A = 1 \text{ km}^2$

Longitud sobre la vía de drenaje principal  $L = 2060 \text{ m}$

Longitud al centro de gravedad  $L_{CG} = 840 \text{ m}$

Impermeabilidad de la cuenca  $AI = 44\%$

Pendiente media de la cuenca  $S = 0.0102$

### Lluvia de diseño:

Recurrencia : 10 años

Curva IDR de Rosario para  $R = 10$  años :  $i \text{ (mm/h)} = 2010.648 / (D \text{ (min)} + 14.351)^{0.829}$

Método de Bloques alternos con coeficiente de avance: 0.40 (ver punto 3.3.6.1)

Máxima duración de lluvia continua con distribución según bloques alternos: 4 horas

Condiciones de cobertura y humedad para diseño:  $CN = 85$

Restricción de Caudal saliente del embalse:  $4.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (caudal antes de la urbanización)

### Construcción de HUS de Colorado (de Ejercicio 5.12)

(i) Determinación de  $C_t$

Considerando  $AI = 44\%$  y mediante ec.(5.53c)  $C_t = 0.091$

(ii) Determinación del tiempo de retardo  $T_{LAG}$

Mediante ec.(5.48)  $T_{LAG} = 0.633 \times 0.091 \times (2.06 \times 0.84 / 0.0102^{0.50})^{0.48} = 0.222 \text{ h} = 13.5 \text{ min}$

(iii) Determinación de duración lluvia unitaria  $T_N$

$T_N = 1/3 T_{LAG} = 13.5 / 3 = 4.5 \rightarrow$  se adopta  $T_N = 5 \text{ min} = 0.083 \text{ h}$

(iv) Determinación de  $C_p$

Mediante ec.(5.54b) y considerando  $AI = 44\%$  se determina el parámetro  $R_p = 6.21$

Mediante ec.(5.55) se determina  $C_p = 0.867 \times 6.21 \times 0.091 \times 1^{0.15} = 0.49$

(v) Determinación de  $q_p$

Mediante ec.(5.50)  $q_p = 2.755 \times 0.49 / 0.222 = 6.08 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$   
(correspondiente a 10 mm de lluvia neta en 5 min).

(vi) Determinación de  $Q_p$

Mediante ec.(5.51)  $Q_p = 6.08 \times 1 = 6.08 \text{ m}^3/\text{s}$

(vii) Determinación de  $T_p$

Mediante ec.(5.49)  $T_p = 60 \times 0.222 + 5/2 = 16 \text{ min}$

(viii) Determinación de los anchos del HUS para 50% y 75% del  $Q_p$  ecuaciones (5.56) y (5.57)

$W_{50\%} = 2.153 / 6.08 = 0.354 \text{ h} = 21 \text{ min}$

Porción de  $W_{50\%}$  a la izquierda de  $Q_p$   $0.35 \times 21 \text{ min} = 7.4 \text{ min}$

$W_{75\%} = 1.119 / 6.08 = 0.184 \text{ h} = 11 \text{ min}$

Porción de  $W_{75\%}$  a la izquierda de  $Q_p$   $0.45 \times 11 \text{ min} = 5 \text{ min}$

Verificación:  $0.6 T_p = 9.6 \text{ min} > 7.4 \text{ min} \rightarrow$  por lo tanto es válida considera 0.35 y 0.45 para  $W_{50\%}$  y  $W_{75\%}$ .

(ix) Trazado del Hidrograma Unitario Sintético  $\rightarrow$  10 mm de lluvia neta en toda el área de la cuenca

$$\text{Volumen} = 10 \text{ mm} \times 1 \text{ km}^2 \times 0.001 \text{ m/mm} \times 10^6 \text{ m}^2/\text{km}^2 = 10000 \text{ m}^3$$

Los puntos del hidrograma unitario en la aproximación poligonal resultan (ver Figura 5.47a):

Punto	A	B	C	D	E	F	G
Tiempo (min)	0	8.6	11	16	22	29.6	67.2
Q (m <sup>3</sup> /s)	0	3.04	4.56	6.08	4.56	3.04	0

Interpolando cada 5 minutos se llega al siguiente HUS de Colorado:

Tiempo (min)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Q (m <sup>3</sup> /s)	0.0	1.77	3.93	6.08	5.07	3.96	2.79	2.44	2.09	1.74	1.40	1.05	0.70	0.35	0.0

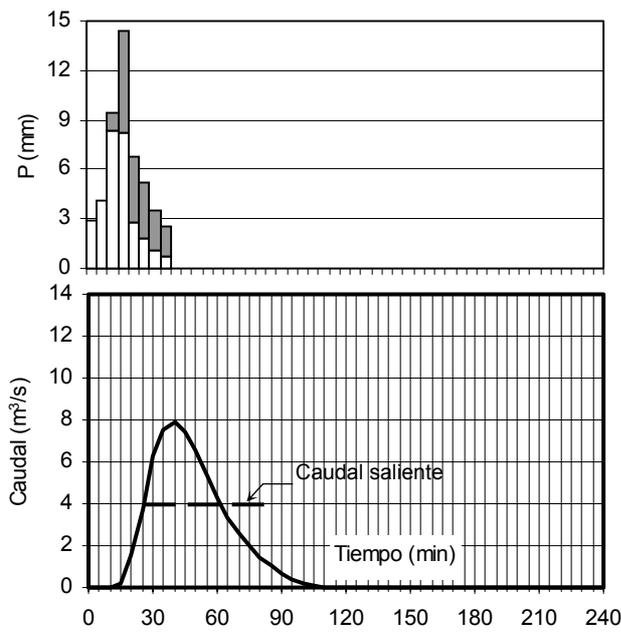
#### Metodología de Análisis para cada Duración de Lluvia

Para cada duración la metodología sugerida es:

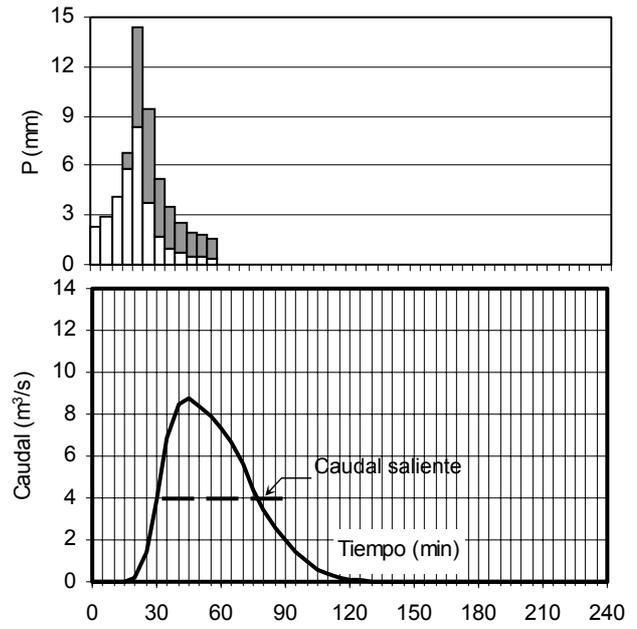
- Definición de Hietograma de Lluvia total mediante Método de los Bloques Alternos (punto 3.3.6.1)
- Determinación de Hietograma de Lluvia Neta mediante Método del CN (punto 4.3.2.4)
- Convolución de HUS de Colorado con Lluvia neta (5.5.2.4)
- Determinación de volumen de embalse mediante evaluación de área encerrada entre Hidrograma Entrante y Caudal Saliente Uniforme.

En la Figura 11.10 se grafican los hietogramas e hidrogramas para distintas duraciones de lluvia, determinados a partir de convolución del HUS de Colorado con lluvias con distribución interna según el método de los barrotes alternos.

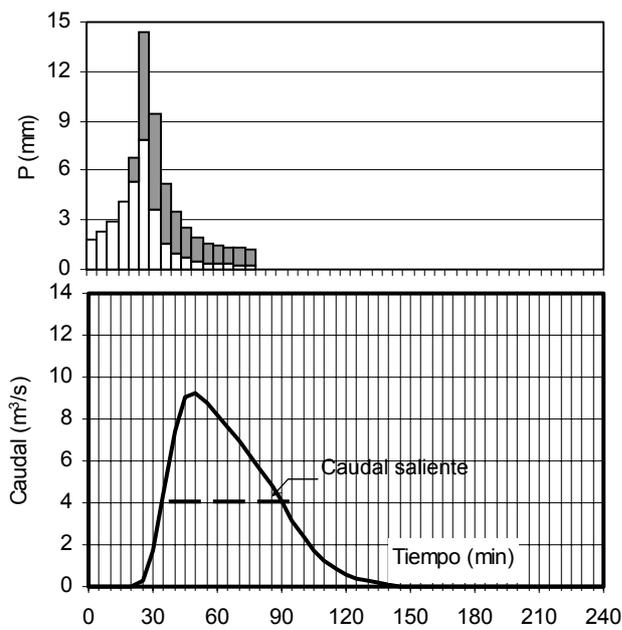
Integrando el área por encima del caudal de corte (restricción hacia aguas abajo : 4.0 m<sup>3</sup>/s) y por debajo del respectivo hidrograma se halla el volumen necesario del embalse. En la Figura 11.11 se representa la variación del volumen del embalse en función de la duración. Se verifica que el volumen máximo se presenta para la máxima duración analizada  $D = 240 \text{ min}$ , con un valor de  $V_{EMB} = 17000 \text{ m}^3$ , este valor representa una tasa de 170 m<sup>3</sup>/Ha de almacenamiento necesario por unidad de área. Adicionalmente en la misma figura se representa la variación del caudal máximo en función de la duración. Nótese como bajo el marco hipotético impuesto al problema: lluvia, pérdidas y escurrimiento, el caudal máximo se determina con la máxima duración analizada.



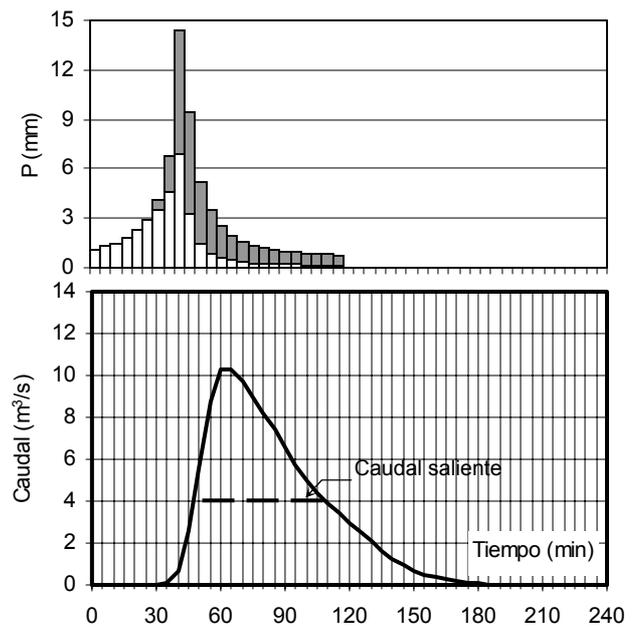
(a)  $D = T_C = 40$ min



(b)  $D = 60$  min



(c)  $D = 80$ min



(d)  $D = 120$  min

Figura 11.10 (continua)

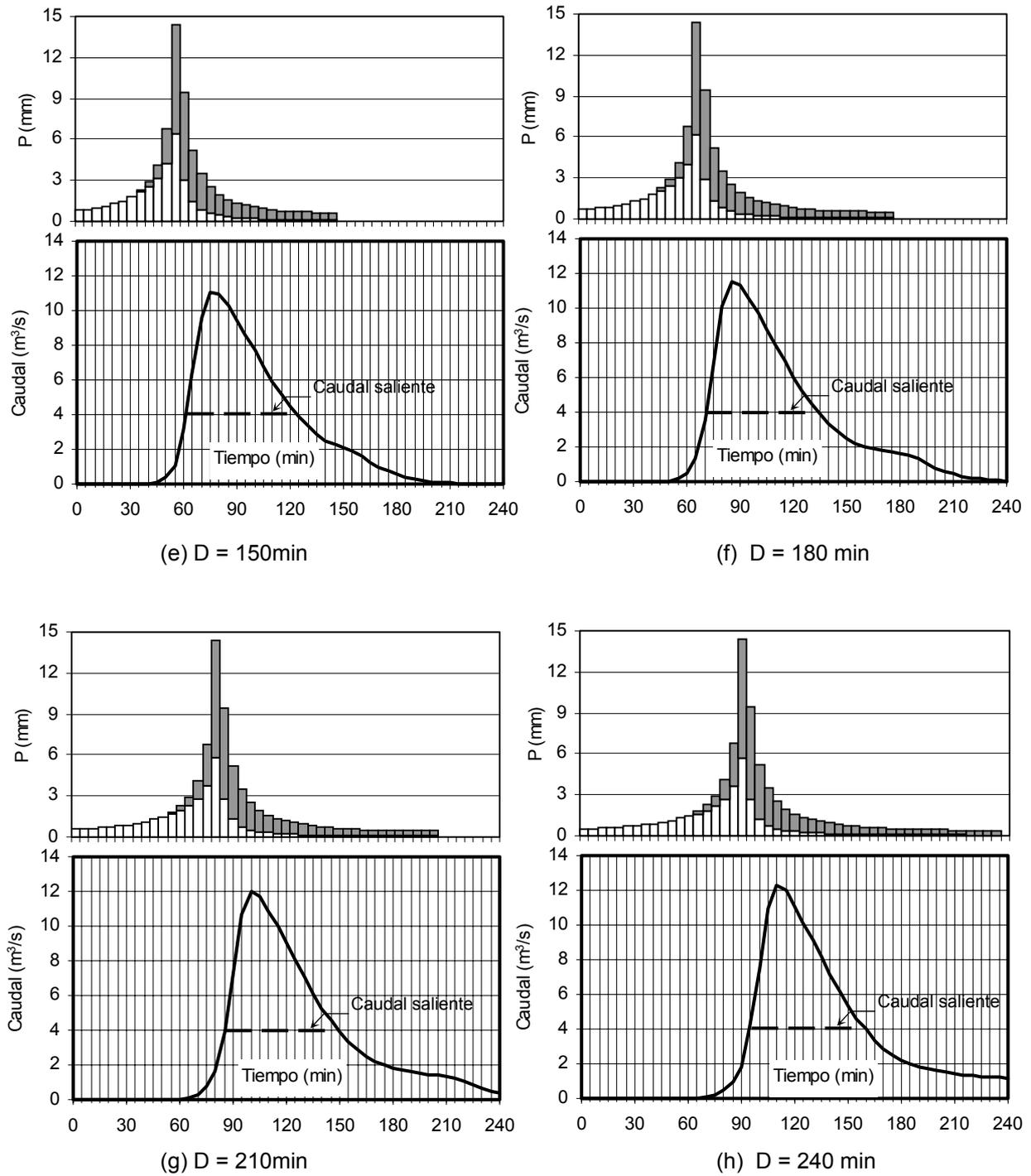


Figura 11.10. Hidrogramas entrantes al embalse calculados mediante HUS de Colorado para diferentes duraciones de la lluvia y considerando distribución internas según Método de Bloques Alternos

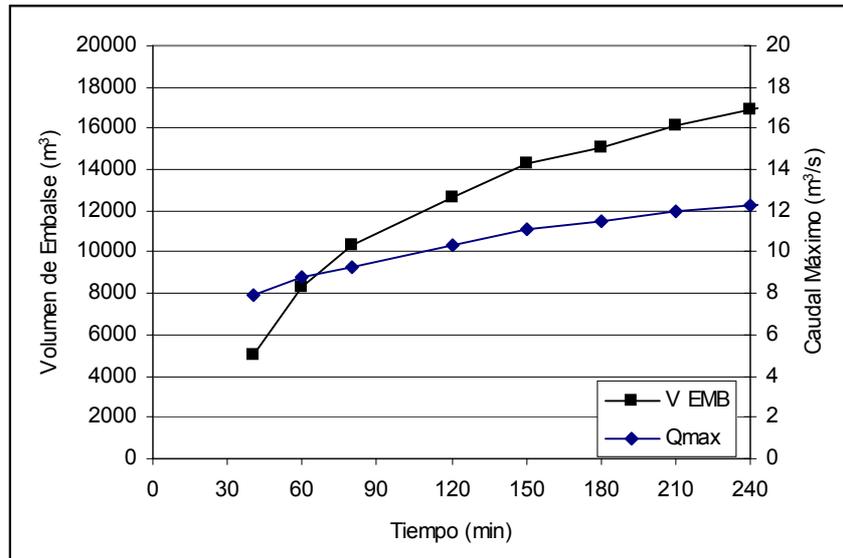


Figura 11.11. Variación del Volumen de Embalse y Caudal Máximo de Entrada en función de la Duración de la lluvia aplicando distribución interna de lluvia según Método de los Bloques Alternos y HUS de Colorado.

**Variante 1. Caso con Distribución Interna de Lluvia según Distribución Media de Lluvias observadas en Rosario (Riccardi, 2000)**

Como se desprende de la numerosa bibliografía al respecto, es opinable y en casos demasiado conservador considerar como distribución interna de toda lluvia de diseño, cualquiera sea su duración, la distribución que resulta del método de los barros alternos, que al igual que el método de Chicago considera la máxima intensidad instantánea (aunque si bien se integra en un intervalo discreto de tiempo) para todas las duraciones.

El presente análisis considera la distribución interna media observada en Rosario (Riccardi, 2000), la que fuera estudiada para intervalos de 30 minutos. Cabe resaltar que se trata de distribuciones media de todas las tormentas, no solo las máximas. Este criterio de análisis al inversa que el anterior puede resultar en poco conservador puesto que da igual peso a la distribución interna de todas las tormentas, en tanto que las obras se deben dimensionar para situaciones extremas. Las abstracciones de pérdidas de escurrimiento son las mismas que las consideradas en el caso anterior.

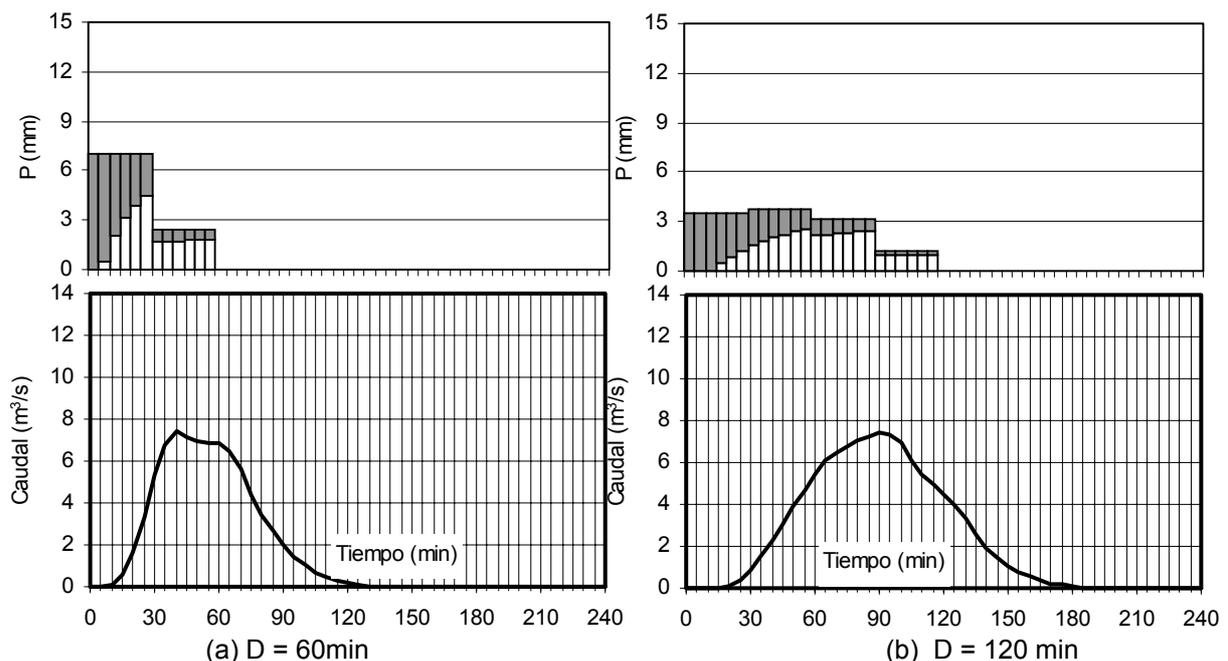


Figura 11.12 (continúa)

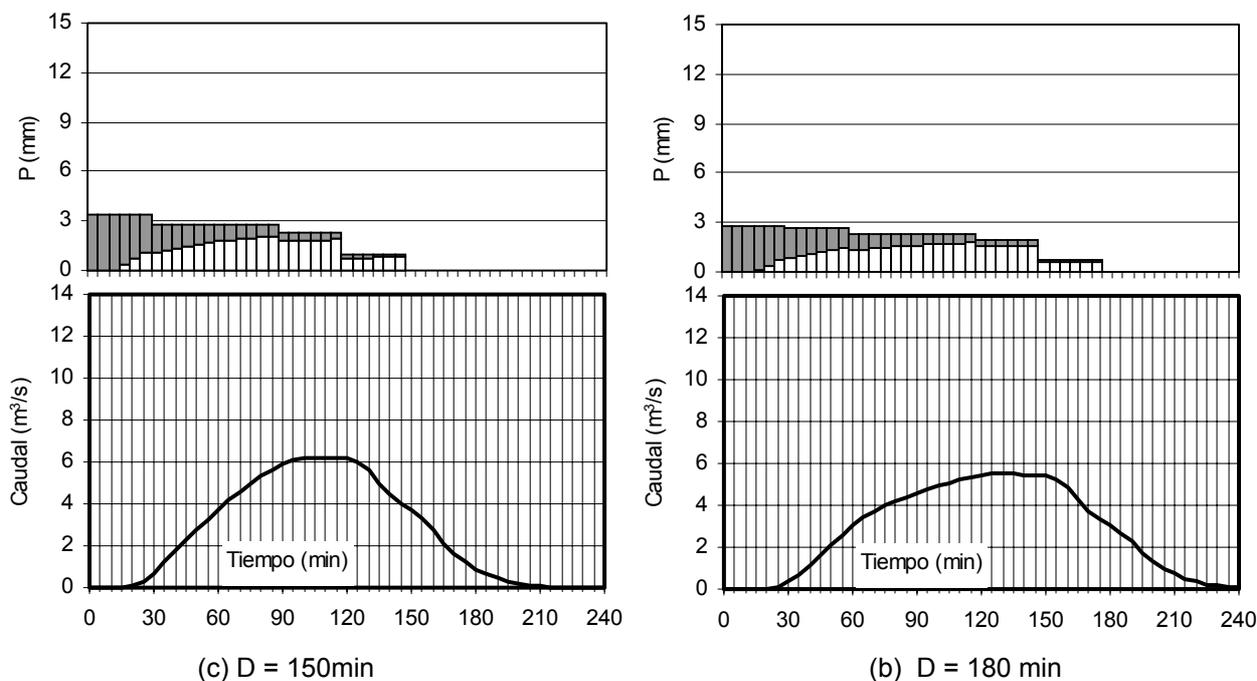


Figura 11.12. Hidrogramas entrantes al embalse calculados mediante HUS de Colorado para diferentes duraciones de la lluvia y considerando distribución internas medias cada 30min observadas en Rosario

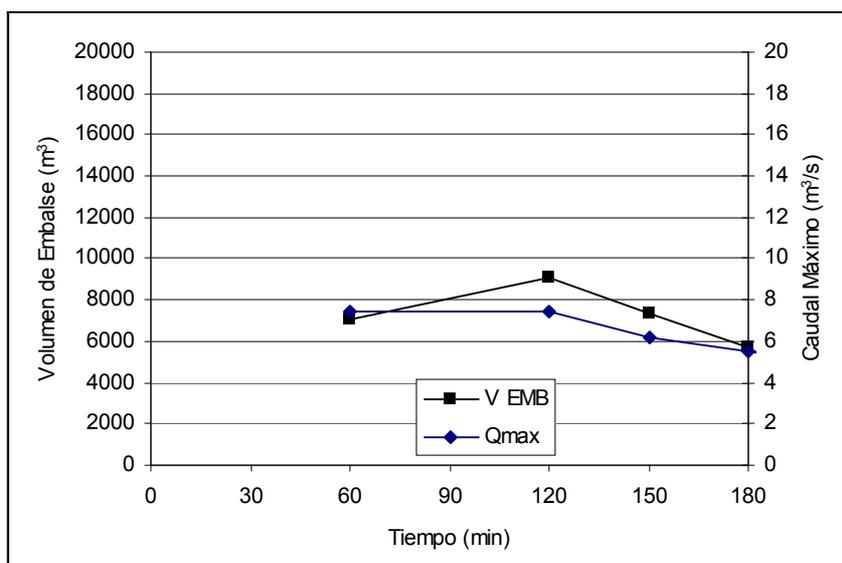


Figura 11.13. Variación del Volumen de Embalse y Caudal Máximo de Entrada en función de la Duración de la lluvia aplicando distribución interna media de Rosario Bloques Alternos y HUS de Colorado.

Se verifica que el volumen máximo se presenta para una duración analizada  $D = 120$  min, con un valor de  $V_{EMB} = 9085 \text{ m}^3$ , este valor representa una tasa de  $91 \text{ m}^3/\text{Ha}$  de almacenamiento necesario por unidad de área. Este valor es sensiblemente inferior al determinado con la hipótesis de lluvia distribuida internamente con Método de Bloques Alternos.

Es evidente que ambos criterios de distribución interna de lluvias arrojan valores muy diferenciados en lo referente al volumen del embalse. Ante la ausencia de datos, el proyectista debe asumir hipótesis de máxima compatibles con las características de la cuenca y meteorológicas. Sin embargo la amplia diferencia observada en los resultados (aún sin asumir variaciones en las abstracciones de pérdidas de escurrimiento) amerita una amplia discusión que excede el marco del presente capítulo. El eje de tal discusión debe enfocarse en la suposición de que una lluvia de diseño armada mediante la metodología de los

bloques alternos donde se superponen en una sola tormenta hipotética, intensidades máximas para todas las duraciones, tiene la misma probabilidad de ocurrencia que cada intensidad por separado.

### 11.4.2 Estimación de Volumen del Embalse mediante Métodos Simplificados

Los métodos simplificados son ampliamente utilizados tanto en fases preliminares de anteproyectos como en fases de planeamiento de urbanizaciones y/o desarrollos en general.

Los métodos simplificados se caracterizan por demandar poca información del hidrograma de entrada como por ejemplo el caudal pico, el tiempo al pico y/o el tiempo de concentración de la cuenca.

#### 11.4.2.1 Modelo Generalizado de Mc Cuen

Mc Cuen (1989) presentó un modelo generalizado utilizando hidrogramas triangulares tanto en el caso del hidrograma entrante como en el saliente. Los hidrogramas tiene la forma general considerada en el método racional, donde el tiempo al pico del hidrograma es igual al tiempo de concentración de la cuenca ( $T_p = T_c$ ) y el tiempo de base igual a dos veces el tiempo de concentración ( $T_B = 2 T_c$ ) (Figura 11.14). Considerando las relaciones entre parámetros antes y después de la urbanización  $\alpha$  y  $\gamma$ , representadas por ecuaciones (11.2) y (11.3) pueden obtenerse la relación entre el volumen del embalse y el volumen del hidrograma después de la urbanización. Pueden presentarse 3 casos de acuerdo a la ubicación del pico del hidrograma antes de la urbanización. El primer caso (Figura 11.14a) corresponde al caso en que el pico del hidrograma antes de la urbanización se da a la derecha de la rama de recesión del hidrograma después de la urbanización. El segundo caso (Figura 11.14b) corresponde a la situación en que el pico del hidrograma antes de la urbanización se presenta a la izquierda de la rama descendente del hidrograma después de la urbanización y el último caso (Figura 11.14c) corresponde a la situación en que el caudal máximo del hidrograma antes de la urbanización se presenta sobre la curva de recesión.

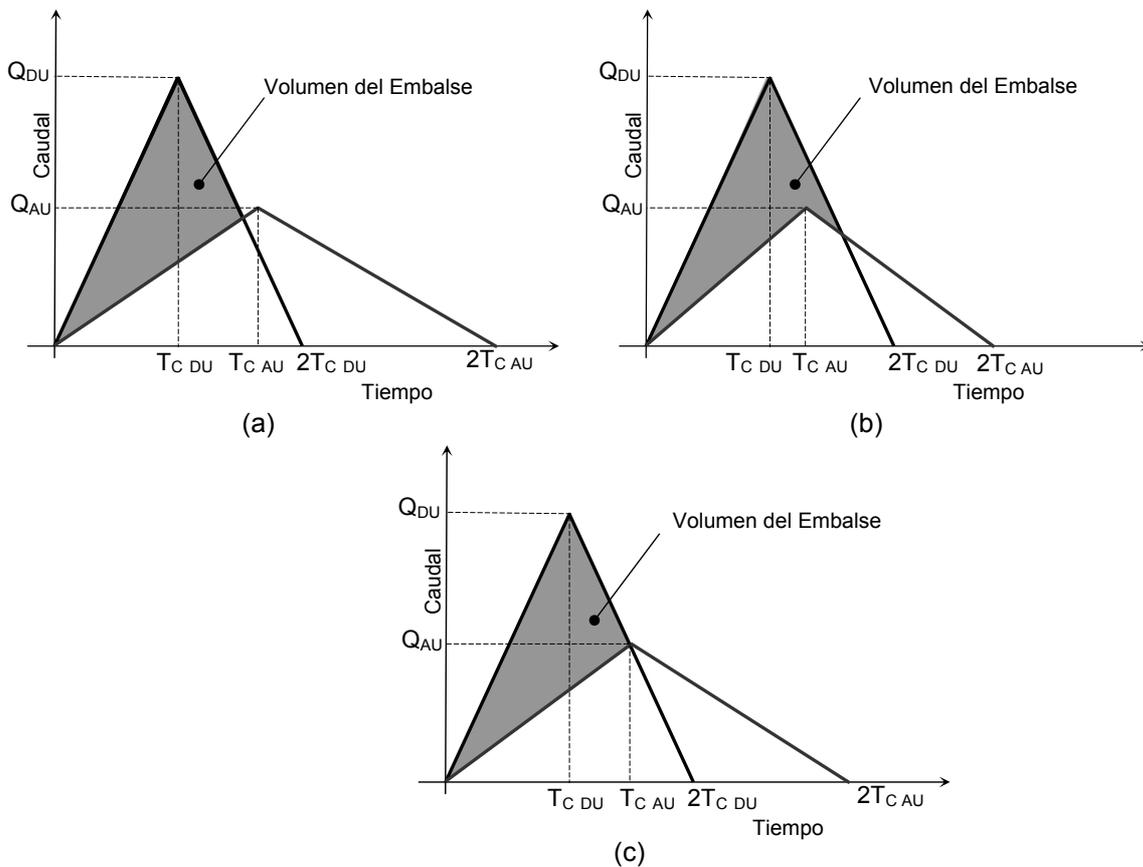


Figura 11.14. Modelo Generalizado para estimación de Volumen de Embalse (Mc Cuen, 1989)

Para los casos (a) y (c) del la Figura 11.14, se puede obtener la relación de volúmenes:

$$\frac{V_{EMB}}{V_{DU}} = \frac{\gamma - \alpha}{\gamma + \alpha} \quad \text{para } \alpha \geq (2 - \gamma) \text{ Caso (a)} \quad (11.11a)$$

$$\frac{V_{EMB}}{V_{DU}} = 1 - \alpha \quad \text{para } \alpha = (2 - \gamma) \text{ Caso (c)} \quad (11.11b)$$

El caso (b) puede resolverse a partir de relaciones geométricas entre las figuras.

### 11.4.2.2 Método de ABT y GRIGG

ABT y Grigg (1978) citado por Rojas (2001), mostraron que con un hidrograma entrante triangular y uno saliente del embalse trapezoidal con tramos de ascenso coincidentes se puede demostrar que:

$$\frac{V_{EMB}}{V_{DU}} = \left(1 - \frac{Q_{DU}}{Q_{SAL}}\right)^2 \quad (11.12)$$

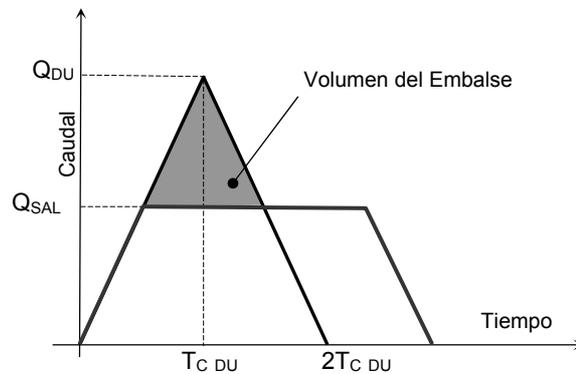


Figura 11.15. Planteo Método de ABT y GRIGG. Fuente: Rojas (2001)

Puede observarse que una de las mayores desventajas de los métodos expeditivos es que no consideran la variabilidad del hidrograma entrante ante diferentes duraciones de la lluvia y el incremento del volumen de embalse necesario para lograr un determinado nivel de atenuación del hidrograma entrante.

### 11.4.3 Elementos Hidráulicos de Salida del Embalse Urbano u Obras de Descarga

Un componente esencial de un embalse son la o las obras de salida, por donde debe escurrir el caudal supuesto en el diseño preliminar del embalse. Las salidas de flujo en embalses de detención son reguladas por dispositivos hidráulicos fijos, tales como: vertederos, orificios, conductos de fondo o reguladores móviles, automáticos o de control remoto. Además, la salida de flujo puede realizarse por bombeo. El principal problema de los dispositivos de salida es el mantenimiento pues en general se verifica taponamientos debido a la sedimentación de material sólidos transportado por el flujo y vandalismo sobre los dispositivos y equipamientos hidráulicos.

Existe un amplia gama de dispositivos de control de flujo de salida en embalses de retención. Cada diseño distinto tiene una relación propia de descarga de caudales salientes del embalse en función de la altura  $Q = f(z)$ , ley que junto a la variación del volumen del embalse en función de la cota  $V = f(z)$  y el hidrograma entrante generarán un hidrograma saliente característico.

En la Figura 11.16 se representa un dispositivo presentado por Urbonas y Stahre (1993). Este reservorio permite el control de crecidas de varias recurrencias. La cota  $z_0$  representa un nivel para garantizar un volumen muerto apto para la sedimentación de sólidos en suspensión; el volumen definido entre  $z_1$  y  $z_2$  representa el volumen del embalse necesario para el control de la crecida seleccionada para el diseño, en este caso  $R = 2$  años de recurrencia. Entre  $z_1$  y la cota del vertedero de emergencia ( $z_2$ ) el reservorio funciona con una salida como descargador de fondo. A  $z_2$  se le puede asociar el control de crecidas de recurrencias entre 10 y 100 años. Por encima del nivel del vertedero la descarga es mixta con flujo por descargador de fondo y por vertedero.

En la Figura 11.17 se representan dispositivos para control de caudal de salida para una sola recurrencia de diseño como el caso (a) y para varios niveles en el caso (b). En el caso (a) para niveles inferiores a  $z_1$  se produce la salida de un caudal base hasta que la cota en el embalse alcanza  $z_1$  donde comienza a operar la abertura superior de la cámara como un vertedero. El caso (b) presenta tres niveles de control, el primer nivel  $z_1$  corresponde a una abertura que dependiendo del nivel en el embalse trabajará como vertedero y luego cuando el nivel del embalse supera el borde superior de la abertura trabajará como orificio; el nivel  $z_2$  corresponde a un vertedero y el nivel  $z_3$  corresponde a otro vertedero con una longitud igual a todo el perímetro de la cámara.

En estos dispositivos el escurrimiento puede estar controlado por el vertedero u orificio superior cuando el nivel dentro de la cámara está por debajo del nivel en el embalse. Cuando el nivel dentro de la cámara comienza a ahogar hidráulicamente el vertedero o el orificio se dice que el flujo es controlado por el conducto de salida.

En la Figura 11.18 se representan dos tipos de cámaras variantes de la anterior, para controlar niveles en la obra de descarga. Los dispositivos pueden tener un vertedero u orificio en la parte superior. El caso (a) funciona como vertedero de longitud  $L_v$  a partir de una cierta cota  $z_0$ , y a partir de  $z_1$  opera como un vertedero tipo embudo. El caso (b) hasta el nivel  $z_1$  funciona de la misma manera que el dispositivo (a), en tanto que para niveles superiores a  $z_1$  comienza a funcionar como orificio.

En la Figura 11.19 se ilustra una obra de embalse para pequeños predios o parcelas. Para la crecida de diseño seleccionada, la obra de descarga se dimensiona de modo tal que para la altura  $H_0$  se produzca la salida del caudal máximo permitido. Para lograr que se mantenga esa altura sobre el orificio de salida, el dispositivo se diseña con un doble recinto, conectados por un vertedero con cota igual a la correspondiente a la altura  $H_0$ . El caudal proveniente del predio ingresa al pequeño recinto, el cual gana rápidamente una altura  $H_0$ , si el caudal entrante es mayor que el de diseño, el recinto pequeño se llenará y comenzará a desbordar flujo hacia el recinto más grande. Ese mecanismo es conocido como el "corte" del pico del hidrograma entrante. De estar adecuadamente dimensionado el recinto mayor, todo el volumen por encima del caudal de corte se almacenará en forma temporaria en dicho recinto. Cuando el caudal entrante deja de ser mayor al saliente tanto el recinto menor como el mayor comenzarán a vaciarse. La comunicación entre el recinto mayor y menor puede ser un orificio de fondo u alguna válvula tipo clapeta (que permita el flujo en una sola dirección).

En la Figura 11.20 se presenta un esquema del dispositivo de corte de caudales máximos en escurrimiento provenientes de techos. El principio de funcionamiento es semejante al citado anteriormente. En la figura se expone el dispositivo de corte en tanto que el almacenamiento debido al relativamente escaso volumen necesario se realiza en caños de 0.10 m de diámetro.

Dispositivos para laminar hidrogramas generados en escurrimientos de techos y predios en general, como así también laminar hidrogramas entrantes a bocas de tormenta, pueden consultarse en detalle en Porta y Secchi, 2001; Secchi y Mazzón, 2001. Asimismo, en Villanueva et al., (2001) se publican alternativas de control de drenaje urbano en Porto Alegre y Caixas do Sul (Estado de Rio Grande do Sul, Brasil).

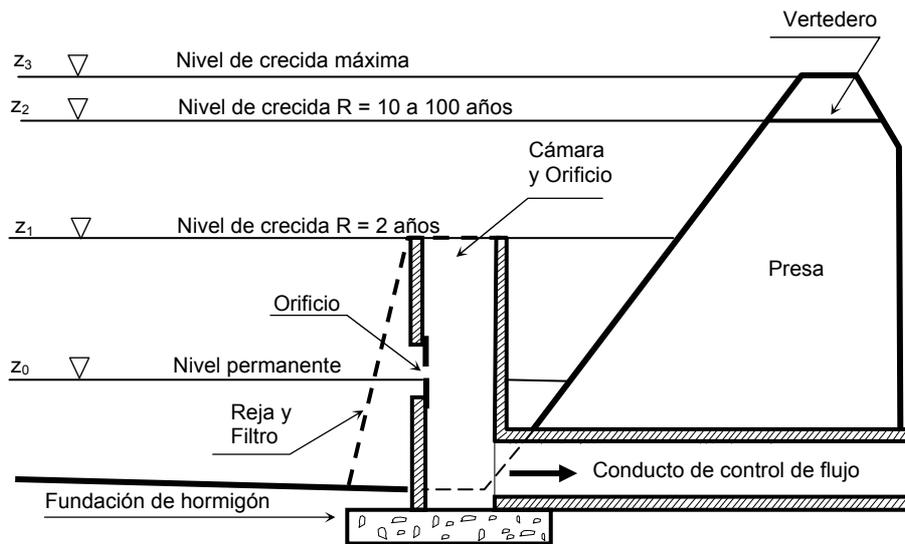


Figura 11.16. Obras de descarga multipropósito: volumen para control de sedimentos; volumen para control de crecidas para R = 2 a 100 años. Fuente: adaptación de Urbanas y Stahre, 1993).

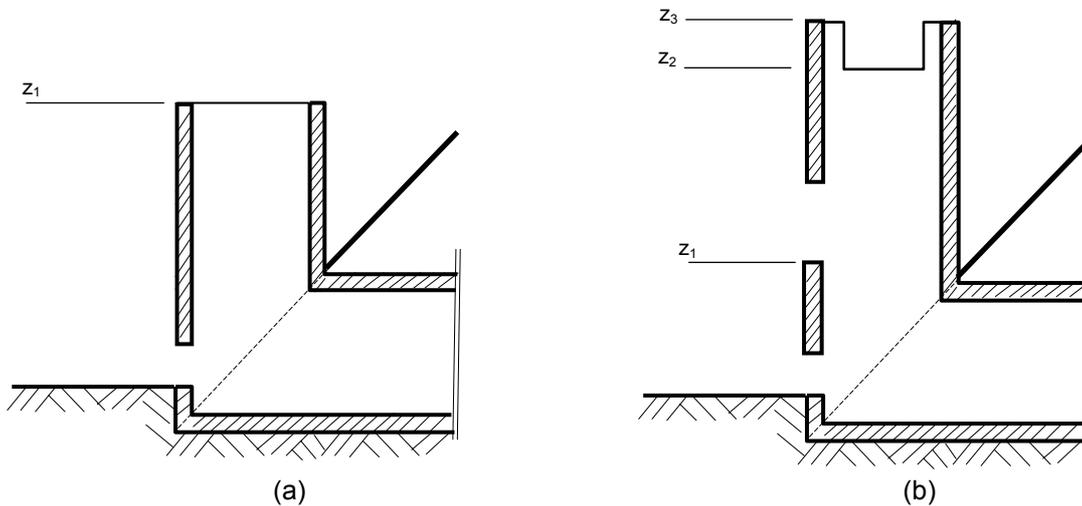


Figura 11.17. Obras de descarga en embalse de detención. (a) Control de volumen simple (recurrencia única); (b) Multicontrol de niveles para embalses con control multifrecuencia. Fuente: adaptación de ASCE-WEF (1992)

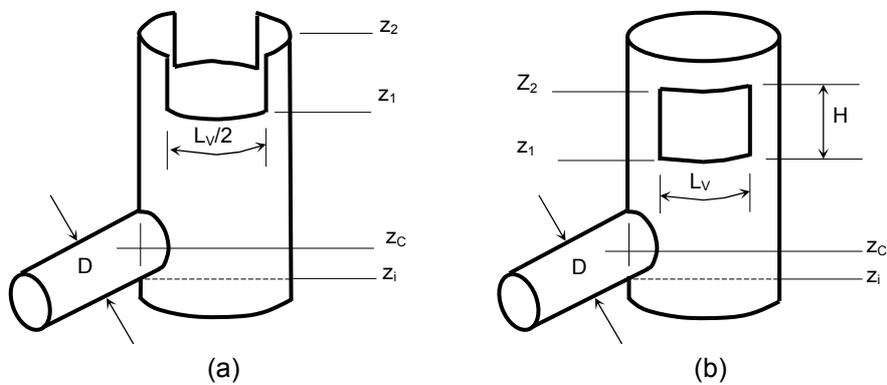


Figura 11.18. Cámara para control de altura de carga de conducto. (a) Control para dos niveles con Vertedero; (b) Control con orificio. Fuente: adaptación de McCuen, 1989.

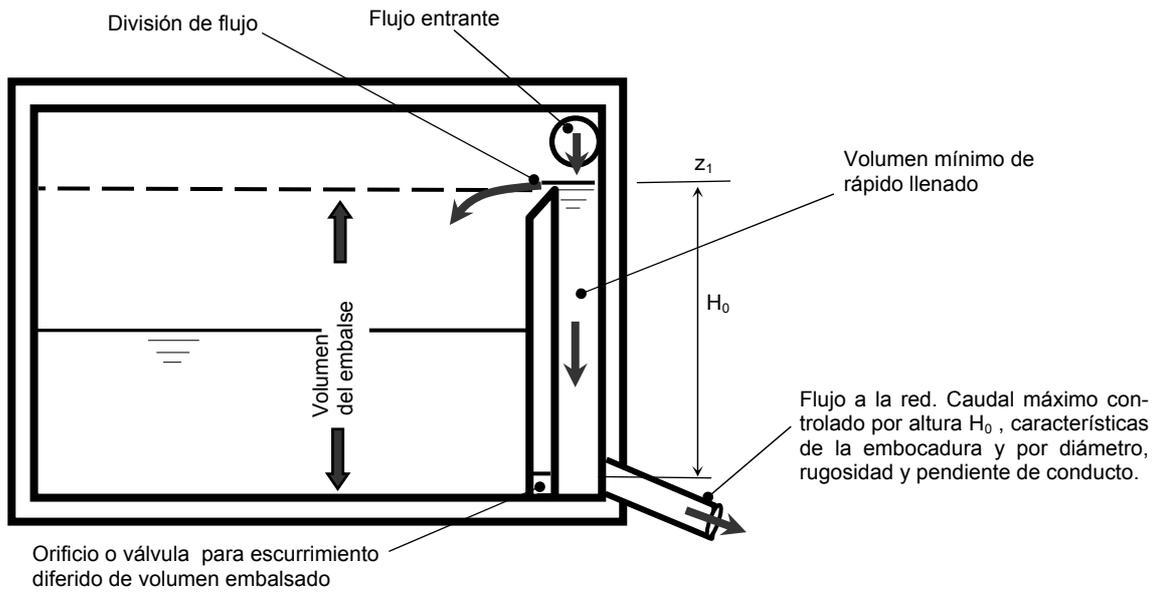


Figura 11.19. Esquema de embalse para lotes o predios urbanos

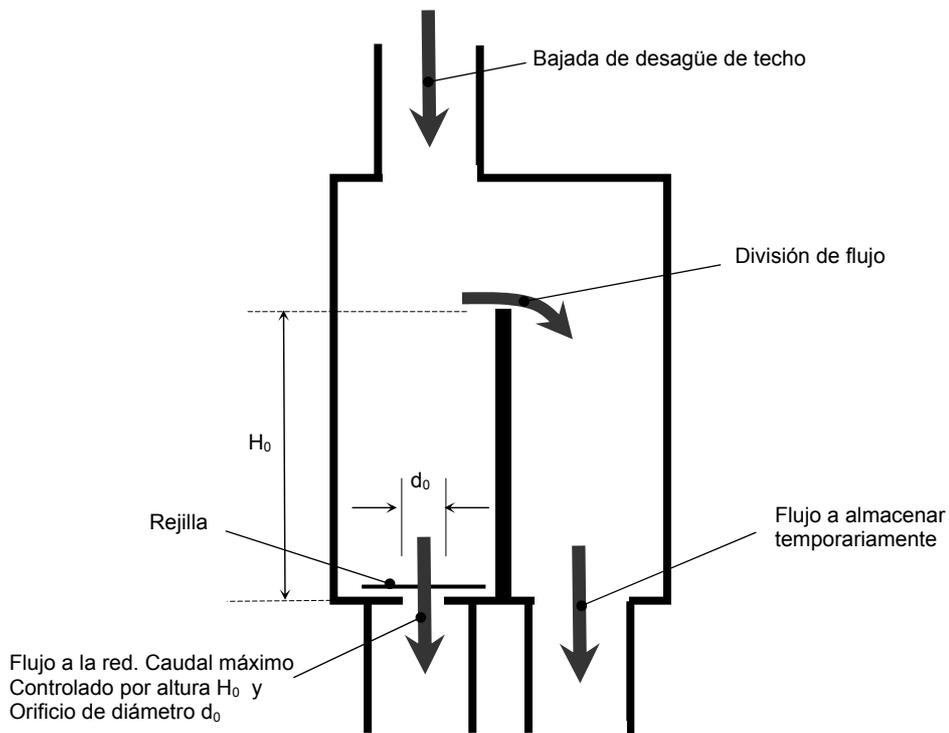


Figura 11.20. Esquema de dispositivo divisor de flujo en embalse de drenaje desde techos.  
Fuente: Adaptación de Porta y Secchi (2001)

### 11.4.3.1 Estructura Tipo Vertedero

La transferencia de caudales en las cámaras de Figuras 11.17 y 11.18, entre recintos de dispositivo de Figura 11.19 y Figura 11.20 puede evaluarse mediante la ecuación de vertedero de pared delgada. Muchas fórmulas experimentales se han desarrollado para evaluar la descarga en un vertedero de pared delgada. Si denominamos a H a la altura de agua sobre la cresta del vertedero medida desde el nivel aguas arriba, se dice que la descarga del vertedero es libre cuando el nivel de agua por encima de la cota del vertedero aguas abajo es menor a  $2/3 H$ .

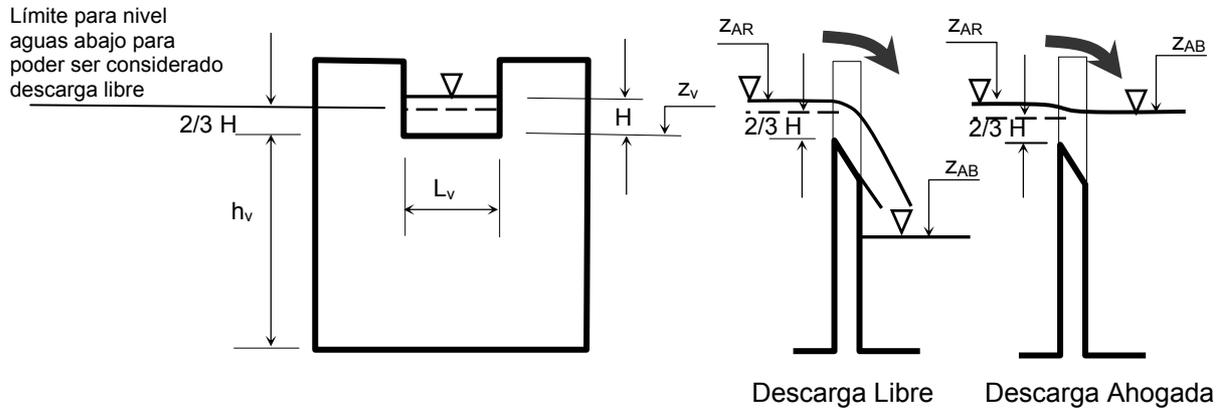


Figura 11.21. Vertedero de Pared Delgada. Descarga Libre y Descarga Ahogada

**Descarga Libre:** la expresión del caudal en función de la altura sobre la cresta del vertedero se pueden formular de la siguiente manera:

$$Q = C_L L_V H^{3/2} \tag{11.13a}$$

donde Q (m<sup>3</sup>/s) es el caudal descargado; L(m) la longitud del vertedero y H(m) la altura sobre la cresta; y C<sub>L</sub> un coeficiente de descarga que puede asumir valores entre 1.80 y 1.90.

**Descarga Ahogada:** en este caso la expresión a utilizar para evaluar el caudal puede ser del tipo:

$$Q = C_A L_V (z_{AB} - z_V)(z_{AR} - z_{AB})^{1/2} \tag{11.13b}$$

donde z<sub>AB</sub> (m) es la cota de agua aguas abajo, z<sub>AR</sub> (m) es la cota de agua aguas arriba, z<sub>V</sub> (m) es la cota de la cresta del vertedero y C<sub>A</sub> es un coeficiente de descarga ahogada que puede asumir valores entre 3.60 a 3.70.

#### Ejercicio 11.2

Calcular el caudal que escurre sobre un vertedero de pared delgada de 1 m de longitud y con una altura de agua sobre la cresta del vertedero de 0.05 m. La descarga es libre.

**Solución:** Aplicando ec.(11.13a)  $Q = 1.80 \times 1.0 \times 0.05^{1.5} = 0.020 \text{ m}^3/\text{s} = 20 \text{ lts/s}$

### 11.4.3.2 Orificios de Pared Gruesa

El caudal escurriendo a través de orificios existentes en cámaras y demás estructuras de salida de embalses puede ser estimado mediante formulaciones de orificios de pared gruesa. Al igual que en el caso de flujo a través de vertederos, el flujo a través de un orificio de pared gruesa puede ser libre o ahogado (Figura 11.22) dependiendo de la cota del agua aguas abajo.

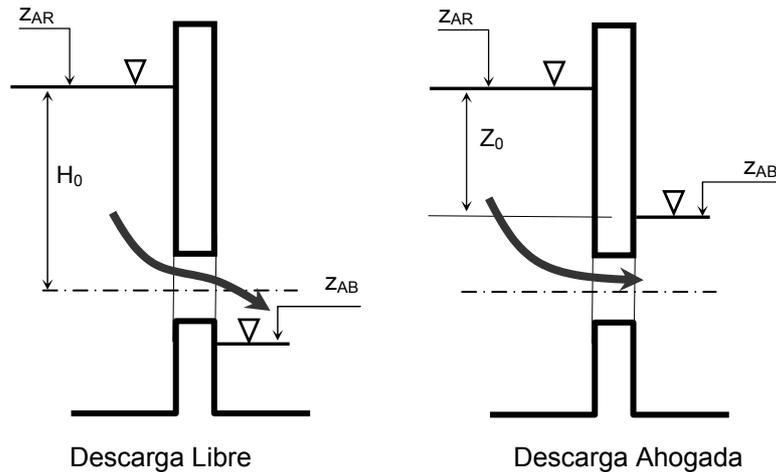


Figura 11.22. Descarga a través de un orificio de pared gruesa

**Descarga Libre:** en el caso en que el tirante agua abajo de la obra sea inferior a la cota superior del orificio la descarga puede considerarse libre y el caudal puede calcularse mediante:

$$Q = \mu A \sqrt{2g H_0} \quad (11.14a)$$

donde  $Q$  ( $m^3/s$ ) es el caudal descargado,  $A$  ( $m^2$ ) sección transversal del orificio,  $g$  ( $m/s^2$ ) aceleración de la gravedad,  $H_0$  (m) carga total referida al eje del descargador y  $\mu$  coeficiente de gasto que puede considerarse entre 0.70 a 0.80.

**Descarga sumergida o ahogada:** cuando el tirante aguas abajo supera el borde superior del orificio la descarga se considera sumergida. Si la altura de recuperación es despreciable, vale decir, que la velocidad aguas abajo es mucho menor que la velocidad en el conducto (caso de ancho aguas abajo  $B \gg D$ ), la ecuación de descarga es:

$$Q = \mu A \sqrt{2g Z_0} \quad (11.14b)$$

donde  $Q$ ,  $\mu$ ,  $A$  y  $g$  tienen el mismo significado que en la expresión anterior y  $Z_0$  es la carga total disponible.

### 11.4.3.3 Descargadores de Fondo

Cuando la descarga de una cámara o cualquier otra estructura de control de un embalse se lleva a cabo mediante un conducto de fondo, el caudal que este puede transportar puede evaluarse a través de formulaciones para descargadores de fondo. La formulación general para descarga libre y ahogada es similar a las descritas por las ecuaciones (11.14 a y b), diferenciándose de éstas en la evaluación en el coeficiente de gasto  $\mu$ .

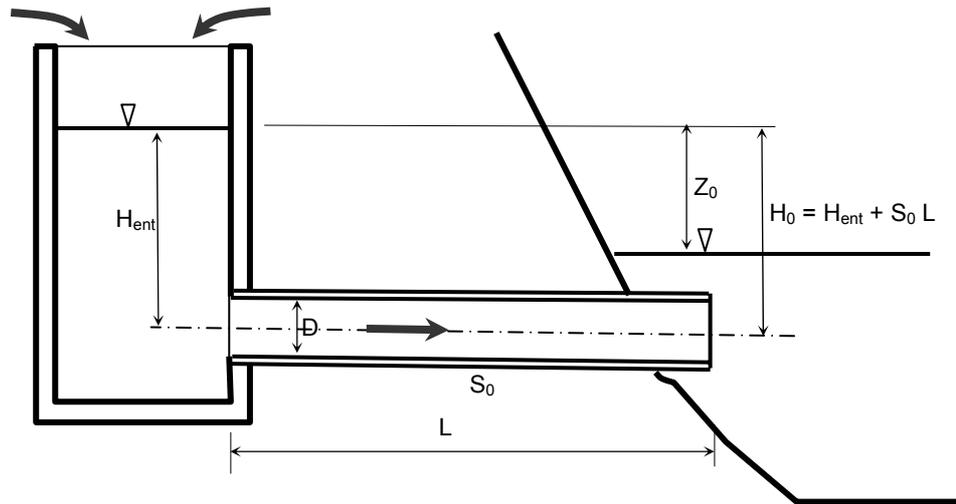


Figura 11.23. Descargador de Fondo

En ambas modalidades de descarga el coeficiente de gasto  $\mu$  se puede determinar mediante la expresión:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + f \frac{L}{D}}} \tag{11.15}$$

donde  $\sum \xi$  es la suma de los coeficientes de todas las pérdidas de energía localizadas y  $f L/D$  representa las pérdidas de energía continuas por fricción, siendo  $f$  coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach y  $L(m)$  la longitud del descargador.

Vale destacar que el tercer término del denominador de la ec. (11.15) puede escribirse en términos del coeficiente de Manning como:

$$f \frac{L}{D} = \frac{124.52 \eta^2}{D^{1/3}} \frac{L}{D} \tag{11.16}$$

donde  $\eta$  es el coeficiente de Manning, o en términos de la ecuación de Chezy como:

$$f \frac{L}{D} = \frac{78.4}{C^2} \frac{L}{D} \tag{11.17}$$

donde  $C$  es el coeficiente Chezy.

Para cálculos tentativos aproximados, con un descargador cuya estructura no está definida pero se sabe que se ejecutará una entrada suave, se puede considerar el coeficiente de gasto  $\mu$  en la de la Figura 11.24, en función de la relación longitud diámetro ( $L/D$ ):

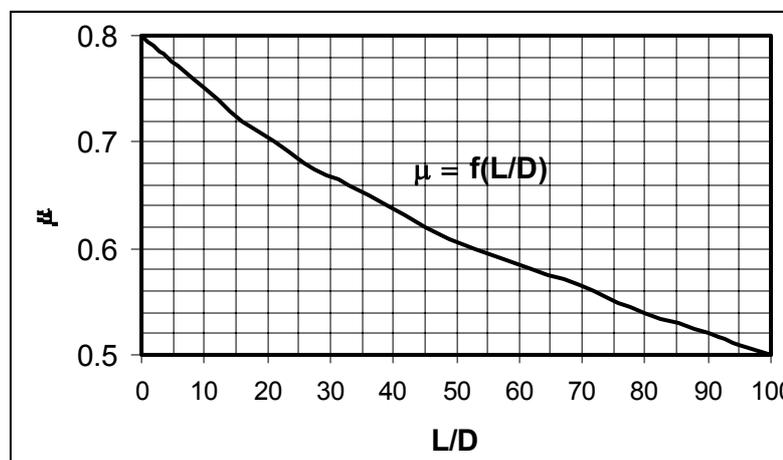


Figura 11.24. Coeficiente de gasto  $\mu$  en función de  $L/D$  para descargadores de diámetro constante

Para un cálculo preliminar del coeficiente  $\mu$  en la ec. (11.15) cuando se ha definido la estructura del descargador se pueden adoptar para los coeficientes de resistencias locales y continuas los valores siguientes:

a) *Coefficientes de pérdidas de carga locales*

1. Rejas en la entrada

(si se han previsto en el proyecto)

donde  $A_{ent}$  y  $D_{ent}$  son el área y el diámetro de la boquilla de entrada del descargador (en el caso de que tengan boquilla)

y  $A$  y  $D$  son el área y el diámetro del descargador

$$\xi_{reja} \approx 1.50 (A_{ent}/A)^2 = 1.50 (D_{ent}/D)^4$$

2a. Entrada de bordes redondeados

$$\xi_{entrada} = 0.05$$

2b. Entrada de bordes rectos

$$\xi_{entrada} = 0.45$$

3. Compuerta del descargador

Compuerta de disco para apertura total

$$\xi_{compuerta} = 0.10$$

Compuerta de estructura desconocida

$$\xi_{compuerta} = 0.20$$

b) *Coefficientes de pérdida de carga continuas*

Para grandes diámetros, independientemente del material de la pared del tubo puede considerarse en un cálculo preliminar un factor de fricción de Darcy  $f = 0.025$ , o un coeficiente de Manning de  $\eta = 0.015$  o un coeficiente de Chezy  $C = 60$

### Ejercicio 11.3

En un descargador de fondo de diámetro  $D = 1.0$  m de una cámara se dispone de un altura de agua  $H_0 = 3.0$  m. Si el conducto tiene un longitud  $L = 10$  m, un coeficiente de resistencia de Manning  $\eta = 0.015$ , la embocadura del conducto es recta y la descarga es libre, determinar el caudal que escurre.

Solución:

(a) Cálculo Expeditivo: considerando  $L/D = 10/1 = 10$ , de la Figura 11.24, un valor aproximado del coeficiente de gasto es  $\mu = 0.75$ .

Mediante la ec.(11.14a) podemos calcular el caudal:  $Q = 0.75 \pi 0.50^2 \sqrt{2 \times 9.81 \times 3.0} = 4.52 \text{ m}^3 / \text{s}$

(b) Mediante determinación más precisa de coeficiente de gasto:

Por medio de ec.(11.16) se calcula  $f L/D = 124.52 \times 0.015^2 / 1.0^{1/3} \times 10/1 = 0.28$

Considerando que la entrada es redondeada:  $\xi_{entrada} = 0.05$

Aplicando ec. (11.15)  $\mu = 1 / (1 + 0.45 + 0.28)^{0.50} = 0.76$  con lo que el caudal es  $Q = 4.57 \text{ m}^3/\text{s}$

Observar que la diferencia entre ambos método es prácticamente despreciable.

#### 11.4.3.4 Vertederos de Pared Gruesa

Los vertederos de emergencia de embalses urbanos suele ser generalmente de pared gruesa. En estos elementos hidráulicos es posible utilizar las mismas ecuaciones que para vertederos de pared delgada (ec. 11.13) con una disminución de los coeficientes de gasto. En el caso de flujo libre en vertedero de pared delgada puede considerarse un coeficiente promedio  $C_L = 1.50-1.70$  y para flujo ahogado el coeficiente promedio a asumir puede ser  $C_A = 2.90-3.10$ .

#### 11.4.3.5 Relación Altura en el Embalse vs Caudal Saliente

Cuando se desea realizar un diseño a nivel de proyecto definitivo, el análisis del comportamiento

to hidráulico en conjunto de todos los componentes del sistema hidráulico requiere entre otras cosas la determinación de la variación del caudal saliente (el cual por objetivo del proyecto deberá ser controlado) en función de la altura en el embalse. Esta ley  $z-Q$  será rigurosamente necesaria si se desea realizar una laminación precisa de la o las crecidas de diseño, como así también de cualquier otra crecida.

La relación altura-caudal o cota-caudal puede construirse a partir de las ecuaciones de descarga planteadas en los puntos 11.4.3.1 a 11.4.3.4.

#### 11.4.4 Tránsito de Crecida en un Embalse. El Método del Embalse Nivelado

El principal proceso hidráulico en el escurrimiento o tránsito de una crecida en un embalse, cualquiera sea la dimensión de este (desde un almacenador de techo hasta un gran embalse en un represa) es el almacenamiento. Mediante el tránsito de una crecida en un embalse se logran dos efectos conjuntamente sobre el hidrograma entrante: retrasar el tiempo de caudal máximo y disminuir el valor del caudal máximo. Este proceso se denomina laminación de una crecida.

Como la pendiente de la superficie de agua en un embalse es sumamente baja como así también la velocidad media del flujo puede ser admitida la consideración de una superficie horizontal. De aquí surge un método denominado de embalse nivelado (Chow et al., 1994).

El tránsito en embalse nivelado es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado un cierto hidrograma entrante, una relación cota-volumen del embalse y una determinada relación cota-caudal de las obras de salida del embalse.

Para un sistema hidrológico, la entrada  $Q_e(t)$ , la salida  $Q_s(t)$  y el almacenamiento  $V(t)$  se relacionan por la ecuación de continuidad:

$$\frac{dV}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (11.18)$$

si  $Q_e(t)$  es dato la ecuación no puede resolverse directamente para obtener  $Q_s(t)$  puesto que se desconoce  $V$ . Es necesaria una segunda relación o función de almacenamiento para relacionar  $Q_e$ ,  $Q_s$  y  $V$ .

En general la *función de almacenamiento* puede escribirse como una función arbitraria de  $Q_e$ ,  $Q_s$  y sus derivadas temporales:

$$V = F \left( Q_e; \frac{dQ_e}{dt}; \frac{d^2Q_e}{dt^2} \dots Q_s; \frac{dQ_s}{dt}; \frac{d^2Q_s}{dt^2} \dots \right) \quad (11.19)$$

En el método del embalse nivelado el almacenamiento se asume como una función no lineal solamente de  $Q_s$ :

$$V = f(Q_s) \quad (11.20)$$

Considerando la Figura 11.25, el horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración  $\Delta t$ , ordenados por  $j$ , es decir  $t = 0, \Delta t, 2 \Delta t, \dots, j \Delta t, (j+1) \Delta t$  y la ecuación de continuidad (11.18) se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la Figura 11.25. Para el  $j$ -ésimo intervalo de tiempo la ecuación de continuidad resulta:

$$\int_{V_j}^{V_{j+1}} dV = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q_e(t) dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q_s(t) dt \quad (11.21)$$

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del  $j$ -ésimo intervalo son  $Q_{e_j}$  y  $Q_{e_{j+1}}$ , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son  $Q_{s_j}$  y  $Q_{s_{j+1}}$ . Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo, la variación de almacenamiento en forma discreta  $V_{j+1} - V_j$ , puede escribirse:

$$V_{j+1} - V_j = \frac{Q_{ej} + Q_{ej+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_{sj} + Q_{sj+1}}{2} \Delta t \tag{11.22}$$

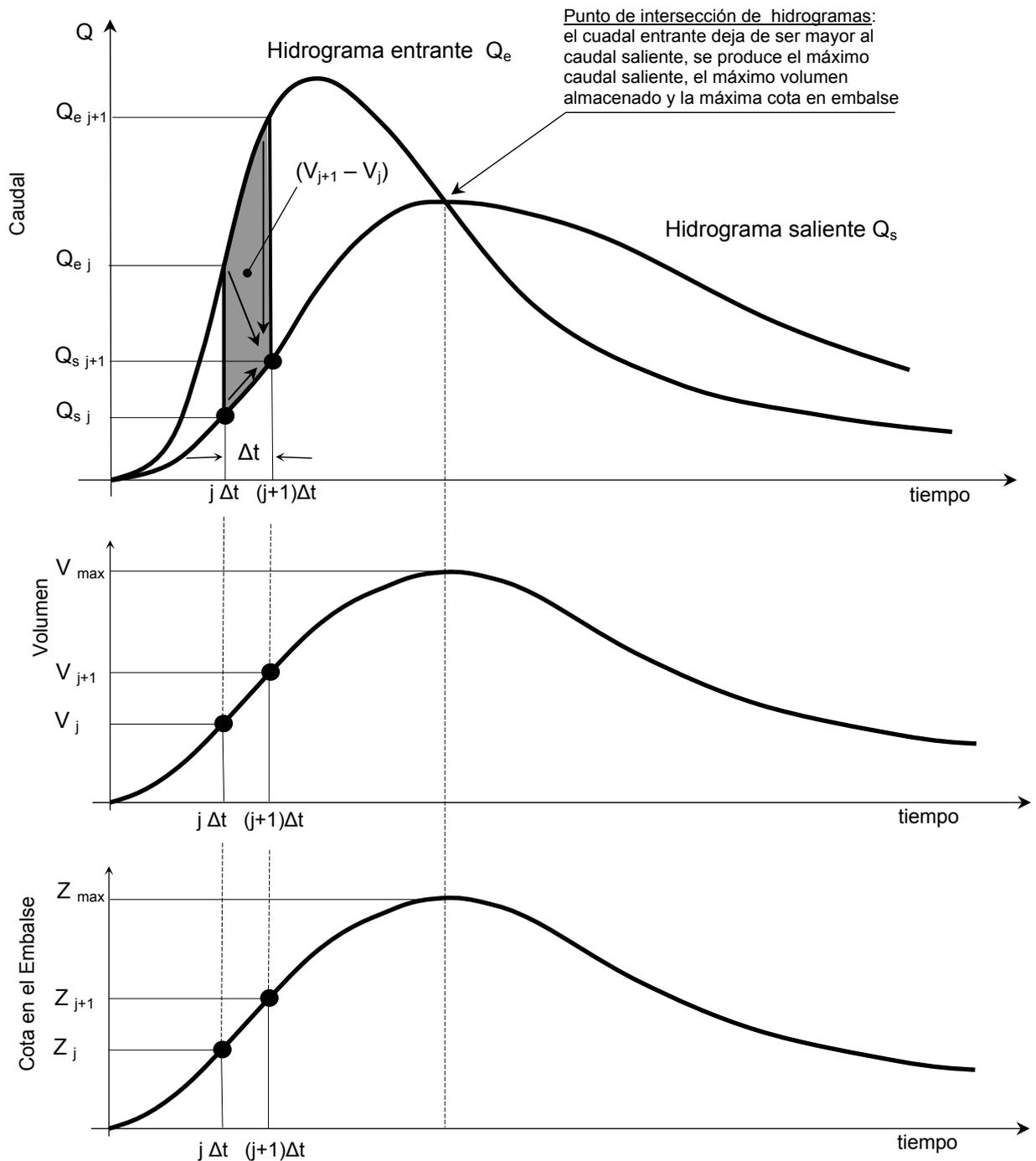


Figura 11.25. Laminación de crecida en Embalse

Los valores de  $Q_{ej}$  y  $Q_{ej+1}$  son conocidos debido a que el hidrograma entrante es dato del problema. Utilizando un método progresivo de cálculo es posible calcular las variables  $Q_{sj+1}$  y  $V_{j+1}$  a partir de los valores determinados en el instante anterior  $j$ . Por consiguiente la ec. (11.22) contiene dos incógnitas:  $Q_{sj+1}$  y  $V_{j+1}$  las cuales pueden despejarse de la manera siguiente:

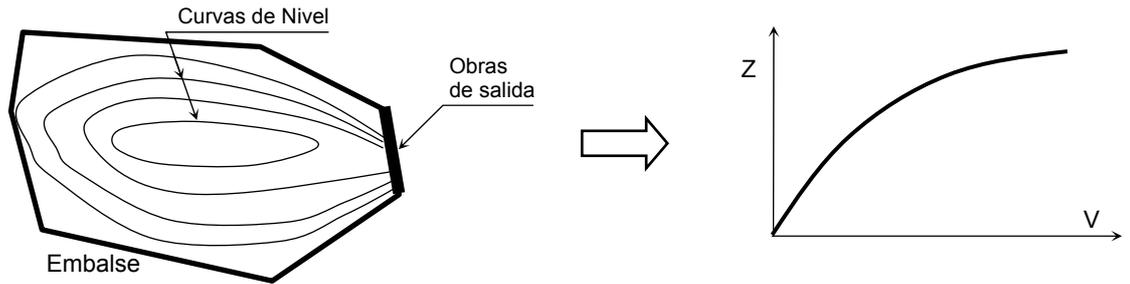
$$\left( \frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + Q_{sj+1} \right) = (Q_{ej} + Q_{ej+1}) + \left( \frac{2V_j}{\Delta t} - Q_{sj} \right) \tag{11.23}$$

Para poder resolver la ec.(11.23) debe proponerse una relación vinculante entre almacenamiento-caudal de salida. El procedimiento para desarrollar tal relación utilizando las relaciones *cota-volumen* del embalse y *cota-caudal de salida* de las obras de descarga del embalse se muestra en la Figura 11.26

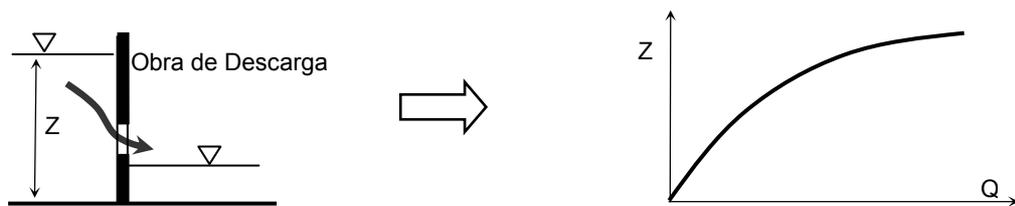
La relación entre la cota del la superficie del agua y el volumen en el embalse  $V(Z)$  puede determinarse planimetrando mapas topográficos o en el caso de volúmenes simples (prismas, pirámides invertidas, etc) mediante ecuaciones conocidas.

La relación cota-caudal de salida  $Q_s(Z)$  se puede realizar mediante lo especificado en punto 11.4.3.5.

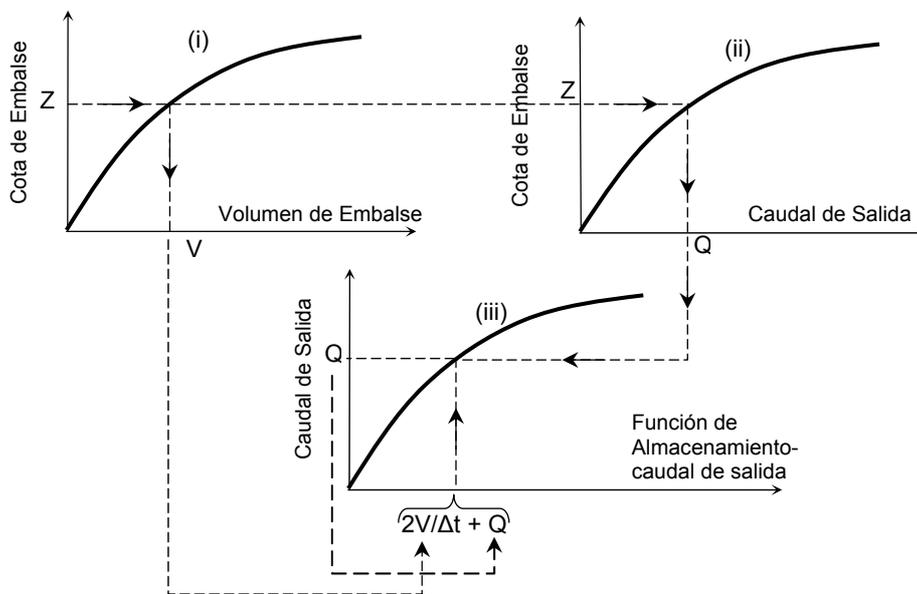
El valor de  $\Delta t$  debe ser tomado de modo tal que la variación de todas las variables involucradas en el cálculo:  $Q_e(t)$ ,  $Q_s(t)$ ,  $V(t)$ ,  $Q_s(Z)$  y  $V(Z)$  puedan ser aproximadas a una variación lineal. En general es recomendable tomar no menos de 10 puntos de cálculo en cada una de las ramas del hidrograma entrante.



(a) Relación Volumen del Embalse – Cota del Embalse



(b) Relación Caudal de Salida – Cota del Embalse



(c) Función de almacenamiento-caudal de salida en base a relaciones cota-caudal y cota-almacenamiento. Fuente: adaptado de Chow et al. (1994)

Figura 11.26. Relaciones para cálculo de la laminación en embalse

**11.4.4.1 Método de Solución mediante función de almacenamiento-caudal de salida**

Un método de solución de la laminación es el basado en una función de almacenamiento (Chow et al., 1994). Para un valor dado de la cota de la superficie de agua se determinan los valores del almacenamiento  $V$  y del caudal de salida  $Q_s$  (parte (i) y (ii) de Figura 11.26 (c) ), luego se calcula el valor de  $(2V/\Delta t + Q_s)$  y se grafica en el eje horizontal de un gráfico en función del caudal de salida  $Q_s$  (parte (iii) de la Figura 11.26 (c)).

Durante el tránsito de la crecida en el intervalo de tiempo  $j \Delta t \rightarrow (j+1)\Delta t$  todos los términos de la derecha de la ec. (11.23) son conocidos, por lo que puede calcularse el valor de  $(2 S_{j+1}/ \Delta t + Q_{s j+1} )$ . El valor correspondiente a  $Q_{s j+1}$  puede determinarse a partir de la función  $Q_s$  versus  $(2V/\Delta t + Q_s)$ , ya sea gráficamente o por interpolación lineal de valores presentados en forma tabular. Conocido  $Q_{s j+1}$  puede calcularse adicionalmente el valor de  $Z_{j+1}$  y  $V_{j+1}$ . Con el objeto de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor de  $(2V_{j+1} /\Delta t - Q_{s j+1})$  se calcula utilizando:

$$\left( \frac{2V_{j+1}}{\Delta t} - Q_{s j+1} \right) = \left( \frac{2V_j}{\Delta t} + Q_{s j+1} \right) - 2Q_{s j+1} \tag{11.24}$$

Este método se repite para todos los intervalos de tiempo.

**Ejemplo 11.4** (adaptado de Chow et al., 1994)

Un embalse para laminación de crecidas, tiene un área horizontal de 4000 m<sup>2</sup> y lados verticales, en tanto que la obra de salida es un tubo de hormigón de 1.50 m de diámetro con 200 m de largo hasta su desembocadura. El conducto tiene una pendiente de fondo  $S_0 = 0.015$  y en la desembocadura el nivel de agua del cuerpo receptor esta para todo caudal saliente al nivel del intradós del conducto. La embocadura del conducto es con bordes rectos sin redondeo.

El hidrograma entrante es de forma triangular con los valores especificados en la Tabla 11.4. El caudal pico es de 10 m<sup>3</sup>/s y se presenta a los 60 minutos, en tanto que el tiempo base del hidrograma es de 150 min.

Calcular la laminación de la crecida considerando el embalse vacío en el inicio dela crecida.

t(min)	Q <sub>ent</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00
10	1.67
20	3.33
30	5.00
40	6.67
50	8.33
60	10.00
70	8.89
80	7.78
90	6.67
100	5.56
110	4.44
120	3.33
130	2.22
140	1.11
150	0.00

Tabla 11.4.  
Hidrograma Entrante

Solución:

(a) Curva cota-volumen

La curva cota-volumen del embalse al tratarse de un recinto con paredes verticales es de tipo lineal, la expresión (en función de la altura de agua dentro del embalse) es:  $V_{EMB} = 4000 H_{EMB}$  en tanto que la inversa es  $H_{EMB} = 0.00025 V_{EMB}$ . Vale resaltar que el mismo cero de referencia considerado para contar la altura en el embalse debe ser el mismo que para contar la altura en la función cota( o altura)-caudal saliente.

(b) Curva cota-caudal saliente

Un esquema acerca del funcionamiento hidráulico de la estructura de descarga se puede ver en la figura siguiente:

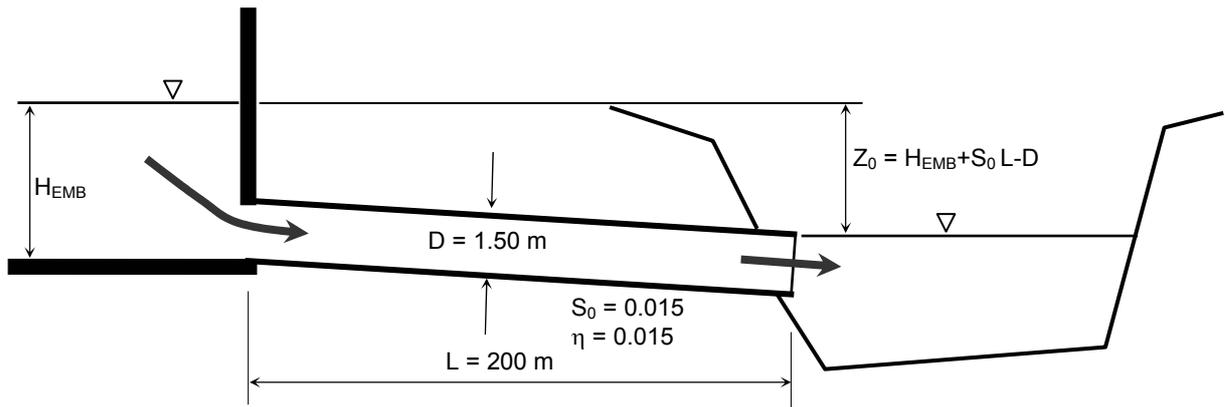


Figura 11.27. Esquema Hidráulico de la Estructura de Descarga

La relación altura en el embalse-caudal saliente será determinada:

para  $H_{EMB} \geq 1.50$

mediante ec.(11.4b), en tanto que el coeficiente de gasto será determinado con ec.(11.15) y el término que representa las pérdidas por fricción en el conducto mediante ec. (11.16). La pérdida por embocadura al tratarse de borde rectos se considera  $\xi_{entrada} = 0.45$ .

El término asociado a la fricción es (ec. (11.16)) :  $124.52 \times 0.015^2 \times 200 / 1.50^{4/3} = 3.26$

El coeficiente de gasto es:  $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.45 + 3.26}} = 0.46$

Teniendo en cuenta que el área del conducto a sección llena es  $A = \pi \times 0.75^2 = 1.767 \text{ m}^2$ , la ley altura en el embalse-caudal saliente para altura en el embalse superiores a 1.50 queda de la forma:

$$Q_s(H_{EMB}) = 0.46 \times 1.767 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (H_{EMB} + 200 \times 0.015 - 1.5)} = 3.6 \times \sqrt{(H_{EMB} + 1.50)}$$

para  $H_{EMB} < 1.50$

se considera en forma simplificada una variación lineal desde el  $Q_s(H_{EMB} = 1.50) = 6.24 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta  $Q_s(H_{EMB} = 0) = 0$ .

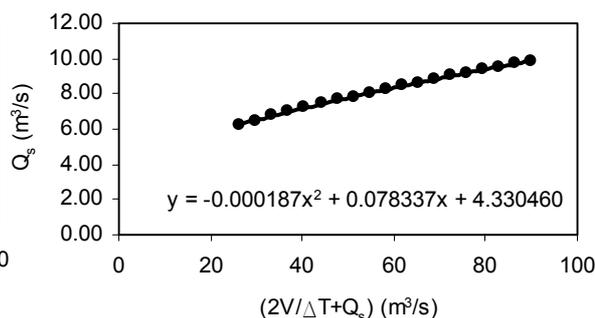
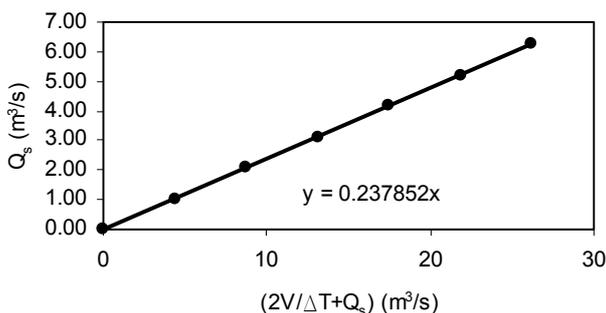
(c) Función de almacenamiento-caudal saliente

Con ambas relaciones definidas ( $Q_s(H_{EMB})$  y  $V(H_{EMB})$ ) puede determinarse la función de almacenamiento  $(2V/\Delta t + Q_s)$  en función de la altura en el embalse y del caudal saliente. En la Tabla 11.5 se presentan los valores correspondientes a las relaciones determinadas.

Mediante herramientas que poseen las planillas de cálculo electrónicas como *agregar líneas de tendencia*, es posible ecuacionar el caudal saliente  $Q_s$  en función de la función de almacenamiento  $(2V/\Delta t + Q_s)$ . Dividiendo en dos rangos, asociados a alturas en el embalse  $0 \leq H_{EMB} \leq 1.50 \text{ m}$  y  $1.50 \text{ m} \leq H_{EMB}$  se pueden determinar dos ecuaciones, las que se muestran conjuntamente con la gráficas de los valores respectivos (Figura 11.28).

Tabla 11.5. Relaciones para Laminación en Embalse. Ejercicio 11.4

$H_{EMB}$ (m)	Caudal $Q_s$ ( $m^3/s$ )	Volumen ( $m^3$ )	Función de Almacenamiento ( $2V/\Delta t + Q_s$ ) ( $m^3/s$ )
0.00	0.00	0	0.0000
0.25	1.04	1000	4.3736
0.50	2.08	2000	8.7472
0.75	3.12	3000	13.1208
1.00	4.16	4000	17.4944
1.25	5.20	5000	21.8680
1.50	6.24	6000	26.2416
1.75	6.50	7000	29.8298
2.00	6.74	8000	33.4084
2.25	6.98	9000	36.9783
2.50	7.21	10000	40.5405
2.75	7.43	11000	44.0957
3.00	7.64	12000	47.6444
3.25	7.85	13000	51.1872
3.50	8.06	14000	54.7245
3.75	8.26	15000	58.2569
4.00	8.45	16000	61.7845
4.25	8.64	17000	65.3078
4.50	8.83	18000	68.8270
4.75	9.01	19000	72.3423
5.00	9.19	20000	75.8541
5.25	9.36	21000	79.3624
5.50	9.53	22000	82.8675
5.75	9.70	23000	86.3696
6.00	9.87	24000	89.8688



(a)  $0 \leq H_{EMB} < 1.50 \text{ m}$  o  $(2V/\Delta t + Q_s) < 26.2416$

(b)  $H_{EMB} \geq 1.50 \text{ m}$  o  $(2V/\Delta t + Q_s) \geq 26.2416$

Figura 11.28. Ecuacionamiento de Caudal Saliente en función de Función de Almacenamiento

(d) Laminación de la crecida en el embalse

Los cálculos de la laminación de la crecida en el embalse se lleva a cabo aplicando la ec. (11.23) (ver Tabla 11.6) . Para el primer intervalo de tiempo  $V_1 = Q_{s1} = 0$  debido a que el embalse está inicialmente vacío, por lo tanto también  $(2V_1 / \Delta t - Q_{s1}) = 0$ .

1) Los valores del caudal de entrada  $Q_{e1} = 0$  y  $Q_{e2} = 1.67 \text{ m}^3/\text{s}$  , luego  $(Q_{e1} + Q_{e2}) = 1.67 \text{ m}^3/\text{s}$  (col. 4).

2) El valor de la función de almacenamiento-caudal de salida al final del intervalo de tiempo se calcula utilizando la ec. (11.23) con  $j = 1$ :

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{s2} = (Q_{e1} + Q_{e2}) + \left( \frac{2V_1}{\Delta t} - Q_{s1} \right) = 1.67 + 0 = 1.67 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{col.6})$$

3) El valor del  $Q_{s2}$  se puede calcular:

(i) interpolando linealmente entre  $(2V_2 / \Delta t + Q_{s2})$  y  $(2V_1 / \Delta t + Q_{s1})$  a partir de los datos presentados en Tabla 11.5 y teniendo en cuenta que en un interpolación el valor de la variable dependiente puede hallarse :

$$y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}(x - x_1) = 0 + (1.04-0)/(4.3736-0)x(1.67-0) = 0.397 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (col. 7)}$$

o

(ii) utilizando la relación correspondiente en la Figura 11.28:

$$\text{como } (2V_2 / \Delta t + Q_{s2}) = 1.67 < 26.2416 \rightarrow Q_{s2} = 0.237852 \times (2V_2 / \Delta t + Q_{s2}) = 0.237852 \times 1.67 = 0.397 \text{ m}^3/\text{s}$$

4) Luego debe calcularse para utilizar en la próxima iteración la relación  $(2V_2 / \Delta t - Q_{s2})$  utilizando la ec.(11.24):

$$\left( \frac{2V_2}{\Delta t} - Q_{s2} \right) = \left( \frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{s2} \right) - 2Q_{s2} = 1.67 - 2 \times 0.397 = 0.875 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (col. 5)}$$

5) El cálculo del volumen del embalse puede realizarse despejando V de ec.(11.23)(paso (2)):

$$\left( \frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{s2} \right) = 1.67 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow V_2 = (1.67 - Q_{s2}) \times \Delta t / 2 = (1.67 - 0.397) \times 10 \times 60 / 2 = 381.9 \text{ m}^3 \text{ (col. 8)}$$

6) La altura del embalse puede calcularse a partir de relación cota volumen:  $H_{EMB} = 0.00025 V_{EMB}$  estimada en (a)  $\rightarrow H_{EMB} = 0.00025 \times 381.9 = 0.0095 \text{ m}$  (col. 9)

7) Continuando con el siguiente intervalo  $(Q_{e2} + Q_{e3}) = 1.67 + 3.33 = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (col. 4)

8) El tránsito se lleva a cabo con  $j=2$  en ec.(11.23)

$$\frac{2V_3}{\Delta t} + Q_{s3} = (Q_{e2} + Q_{e3}) + \left( \frac{2V_2}{\Delta t} - Q_{s2} \right) = 5.00 + 0.875 = 5.875 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (col.6)}$$

9) Utilizando la relación correspondiente en la Figura 11.28: como  $(2V_3 / \Delta t + Q_{s3}) = 5.875 < 26.2416 \rightarrow Q_{s3} = 0.237852 \times (2V_3 / \Delta t + Q_{s3}) = 0.237852 \times 5.875 = 1.397 \text{ m}^3/\text{s}$  (col. 7) y así sucesivamente para los siguientes intervalos de tiempo.

En las Figura 11.29 se grafican los hidrograma entrantes y salientes. Puede observarse claramente el efecto de la laminación que hace descender el caudal máximo desde  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $7.146 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que significa un 28.5% de laminación del caudal pico. Además la posición del pico se desplaza desde un  $t = 60 \text{ min}$  en el hidrograma entrante a 80 minutos en el hidrograma saliente.

En la Figura 11.30 se grafica la evolución temporal de la altura del embalse. Puede verse como la altura alcanza el valor máximo de 2.44 en un tiempo  $t = 80 \text{ min}$ .

Si el valor de la altura máxima en el embalse es elevada o sobrepasa un valor admisible, o si el caudal máximo de salida también es elevado puede considerarse la posibilidad de aumentar el volumen del embalse por ejemplo mediante la ampliación de la base superficial.

Tabla 11.6. Laminación de Crecida en Embalse mediante Método Embalse Nivelado. Ejercicio 11.4.

Fuente: Chow et al. (1994)

La secuencia computacional se indica mediante flechas

(1) Indice j	(2) Tiempo (min)	(3) Caudal Entrante $Q_e$ ( $m^3/s$ )	(4) $Q_{e,j} + Q_e$ $_{j+1}$ ( $m^3/s$ )	(5) $\frac{2V_j}{\Delta t} - Q_{sj}$ ( $m^3/s$ )	(6) $\frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + Q_{sj+1}$ ( $m^3/s$ )	(7) Caudal de Salida $Q_{s,j+1}$ ( $m^3/s$ )	(8) Volumen V ( $m^3$ )	(9) Altura Embalse $H_{EMB}$ (m)
1	0	0.00		0.000	= 0	0.000	0	0.00
2	10	1.67	1.67	0.874	1.67	0.396	381.08	0.10
3	20	3.33	5.00	3.080	5.87	1.397	1343.02	0.34
4	30	5.00	8.33	5.984	11.41	2.715	2609.52	0.65
5	40	6.67	11.67	9.254	17.65	4.198	4035.70	1.01
6	50	8.33	15.00	12.716	24.25	5.769	5545.59	1.39
7	60	10.00	18.33	17.885	31.05	6.583	7340.18	1.84
8	70	8.89	18.89	22.857	36.77	6.958	8944.59	2.24
9	80	7.78	16.67	25.255	39.52	7.135	9716.75	2.43
10	90	6.67	14.44	25.408	39.70	7.146	9766.03	2.44
11	100	5.56	12.22	23.603	37.63	7.013	9184.96	2.30
12	110	4.44	10.00	20.100	33.60	6.752	8055.41	2.01
13	120	3.33	7.78	15.140	27.88	6.369	6452.55	1.61
14	130	2.22	5.56	10.850	20.70	4.922	4731.83	1.18
15	140	1.11	3.33	7.437	14.18	3.374	3243.05	0.81
16	150	0.00	1.11	4.482	8.55	2.033	1954.38	0.49
17	160		0.00	2.350	4.48	1.066	1024.68	0.26
18	170		0.00	1.232	2.35	0.559	537.24	0.13
19	180		0.00	0.646	1.23	0.293	281.68	0.07
20	190		0.00	0.339	0.65	0.154	147.68	0.04
21	200			0.178	0.34	0.081	77.43	0.02
22	210			0.093	0.18	0.042	40.60	0.01
23	220			0.049	0.09	0.022	21.28	0.01
24	230			0.026	0.05	0.012	11.16	0.00
25	240			0.013	0.03	0.006	5.85	0.00

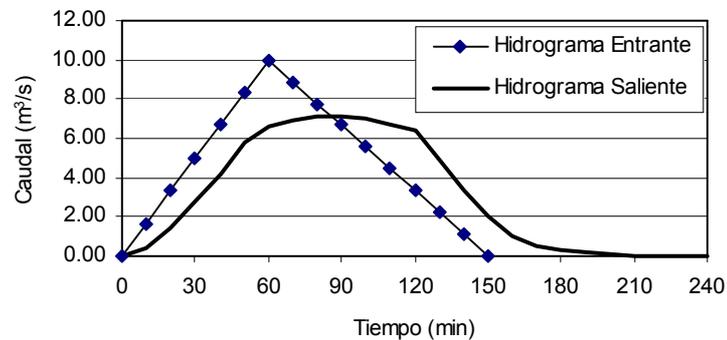


Figura 11.29. Laminación de una crecida en un embalse. Hidrogramas Entrante y Saliente. Ejercicio 11.4

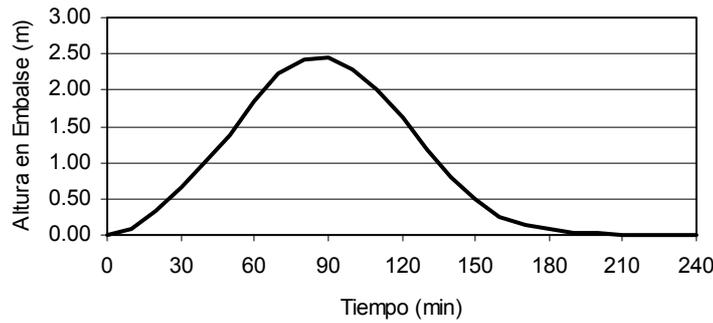


Figura 11.30. Laminación de una crecida en un embalse. Variación de altura en embalse. Ejercicio 11.4

### 11.4.4.2 Resolución Directa de la Laminación en Embalse

El tránsito en embalse puede ser resuelto en forma directa si las funciones de almacenamiento y caudal de descarga en función de la cota pueden ser explicitadas y si pueden, además, definirse sus derivadas primeras en función de la cota (Riccardi, 2001).

La ecuación de continuidad a resolver puede escribirse en su forma discreta:

$$V_{j+1} - V_j = (Qe_j + Qe_{j+1}) \frac{\Delta t}{2} - (Qs_j + Qs_{j+1}) \frac{\Delta t}{2} \tag{11.25}$$

donde el índice  $j$  indica la coordenada temporal. Si las funciones de almacenamiento  $V = f(Z)$  y de caudal descargado por las obras de evacuación  $Q_s = f(Z)$  pueden formularse explícitamente al igual que sus derivadas primeras respecto a  $Z$ , es posible formular tanto el almacenamiento como el caudal de descarga en el tiempo  $j+1$  en series de Taylor truncadas en el primer término diferencial. Considerando las circunstancias referidas las expresiones de  $V_{j+1}$  y  $Qs_{j+1}$  pueden escribirse:

$$V_{j+1} = V_j + \frac{dV_j}{dZ} \Delta Z \tag{11.26}$$

$$Qs_{j+1} = Qs_j + \frac{dQs_j}{dZ} \Delta Z \tag{11.27}$$

reemplazando (11.26) y (11.27) en (11.25) llegamos a:

$$V_j + \frac{dV_j}{dZ} \Delta Z - V_j = (Qe_j + Qe_{j+1}) \frac{\Delta t}{2} - \left( Qs_j + Qs_j + \frac{dQs_j}{dZ} \Delta Z \right) \frac{\Delta t}{2} \tag{11.28}$$

operando algebraicamente y reordenando:

$$\Delta Z \left( \frac{dV_j}{dZ} + \frac{dQs_j}{dZ} \frac{\Delta t}{2} \right) = (Qe_j + Qe_{j+1}) \frac{\Delta t}{2} - Qs_j \Delta t \tag{11.29}$$

despejando  $\Delta Z$ :

$$\Delta Z = \frac{(Qe_j + Qe_{j+1}) \frac{\Delta t}{2} - Qs_j \Delta t}{\left( \frac{dV_j}{dZ} + \frac{dQs_j}{dZ} \frac{\Delta t}{2} \right)} \tag{11.30}$$

por lo que las funciones incógnitas pueden ser determinadas en el tiempo  $j+1$  como:

$$Z_{j+1} = Z_j + \Delta Z \tag{11.31}$$

$$Q_{s,j+1} = f(Z_{j+1}) \tag{11.32}$$

$$V_{j+1} = f(Z_{j+1}) \tag{11.33}$$

**Ejercicio 11.5**

Resolver el Ejercicio 11.4 mediante el método directo.

a) Ecuación Volumen-Cota (Altura) Embalse  $\rightarrow V(Z) = 4000 H_{EMB}$   
 Derivada  $\rightarrow dV/dZ = 4000$

b) Ecuación de Descarga.

A partir de los valores de alturas y caudales de salidas tabulados en Tabla 11.5, es posible graficar en planilla de cálculo electrónica y obtener mediante la herramienta *agregar línea de tendencia y escribir ecuación*, las respectivas ecuaciones de las relaciones (Figura 11.31)

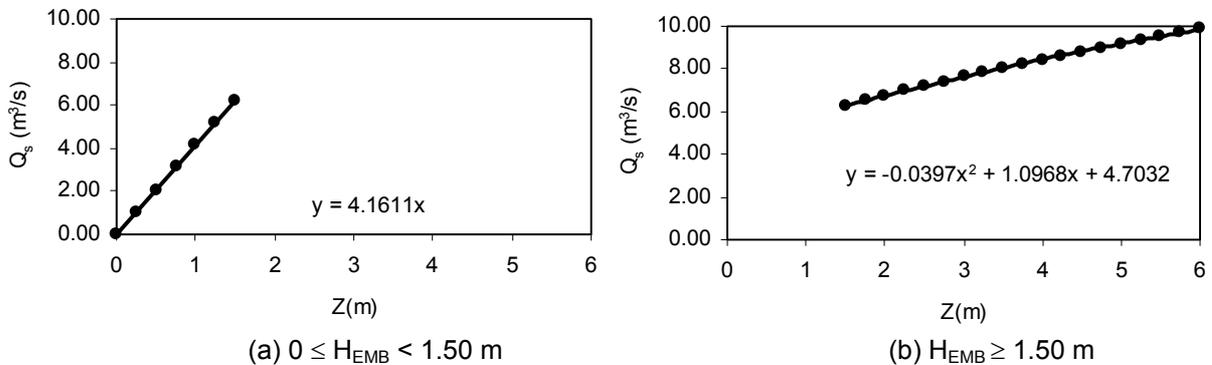


Figura 11.31. Ley de Descarga Caudal Saliente- Cota (altura) Embalse

$$\underline{0 \leq H_{EMB} < 1.50 \text{ m}}$$

$$Q_s(Z) = 4.1611 H_{EMB} \qquad dQ_s/dZ = 4.1611$$

$$\underline{H_{EMB} \geq 1.50}$$

$$Q_s(Z) = -0.0397 H_{EMB}^2 + 1.0968 H_{EMB} + 4.7032 \qquad dQ_s/dZ = -0.0794 H_{EMB} + 1.0968$$

Una vez explicitadas las funciones y sus derivadas, la laminación se puede resolver directamente en una planilla. En la Tabla 11.7 se presentan los resultados alcanzados. La diferencia en términos de caudales y alturas entre este método y el anterior es menor a 0.6% lo cual pueden considerarse totalmente equivalentes. El método directo ofrece un mayor rapidez de cálculo presentando como desventaja lo engorroso y en ocasiones no adecuadamente preciso, que resulta en algunos casos explicitar funciones y derivadas de  $Q_s = f(Z)$  y  $V = f(Z)$ .

Tabla 11.7. Laminación de Crecida en Embalse mediante Método Embalse Nivelado. Ejercicio 11.4. Método Directo.

(1) Tiempo (min)	(2) Cota en Embalse $Z = H_{EMB}$	(3) Volumen $V$ ( $m^3$ )	(4) Caudal Entrante $Q_e$ ( $m^3/s$ )	(5) Caudal Saliente $Q_s$ ( $m^3/s$ )	(6) $dV/dZ$ ( $m^3/m$ )	(7) $dQ_s/dZ$ ( $m^3/s/m$ )	(8) $\Delta Z$ (m)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	4000.000	4.161	0.095
10	0.095	381.074	1.667	0.396	4000.000	4.161	0.240
20	0.336	1343.016	3.333	1.397	4000.000	4.161	0.317
30	0.652	2609.504	5.000	2.715	4000.000	4.161	0.357
40	1.009	4035.663	6.667	4.198	4000.000	4.161	0.377
50	1.386	5545.538	8.333	5.769	4000.000	4.161	0.388
60	1.775	7099.304	10.000	6.525	4000.000	0.303	0.428
70	2.203	8812.206	8.889	6.927	4000.000	0.391	0.205
80	2.408	9632.067	7.778	7.114	4000.000	0.479	0.016
<b>90</b>	<b>2.424</b>	<b>9694.684</b>	6.667	<b>7.128</b>	4000.000	0.567	-0.146
100	2.277	9109.298	5.556	6.995	4000.000	0.656	-0.285
110	1.992	7968.359	4.444	6.731	4000.000	0.744	-0.404
120	1.588	6353.447	3.333	6.345	4000.000	0.832	-0.504
130	1.085	4338.757	2.222	4.514	4000.000	4.161	-0.325
140	0.759	3036.933	1.111	3.159	4000.000	4.161	-0.298
150	0.462	1846.296	0.000	1.921	4000.000	4.161	-0.220
160	0.242	968.003	0.000	1.007	4000.000	4.161	-0.115
170	0.127	507.518	0.000	0.528	4000.000	4.161	-0.060
180	0.067	266.089	0.000	0.277	4000.000	4.161	-0.032
190	0.035	139.509	0.000	0.145	4000.000	4.161	-0.017
200	0.018	73.144	0.000	0.076	4000.000	4.161	-0.009
210	0.010	38.349	0.000	0.040	4000.000	4.161	-0.005
220	0.005	20.106	0.000	0.021	4000.000	4.161	-0.002
230	0.003	10.542	0.000	0.011	4000.000	4.161	-0.001
240	0.001	5.527	0.000	0.006	4000.000	4.161	0.095

**Variante 1. Ejercicio 11.5**

Analizar la influencia sobre el hidrograma saliente que produce el aumento de la base rectangular del embalse de  $4000 \text{ m}^2$  a  $5000 \text{ m}^2$

Solución

a) Ecuación Volumen-Cota (Altura) Embalse. Se modifica la función y su derivada a partir del cambio de base de fondo  $\rightarrow V(Z) = 5000 H_{EMB}$  Derivada  $\rightarrow dV/dZ = 5000$

b) Ecuación de Descarga. No se modifica

En la Tabla 11.8 se presentan los resultados calculados en tanto que en la Figura 11.33 se grafican los hidrogramas entrante y salientes (para las diferentes variantes) y en la Figura 11.34 las variación de cotas (alturas) en el embalse en cada variante.

Tanto en los resultados tabulados como en los gráficos puede verse como al aumento del volumen del embalse para toda cota produce un descenso del caudal máximo saliente y de la cota máxima producida durante la laminación si se mantiene la misma obra de descarga.

Tabla 11.8. Laminación de Crecida en Embalse mediante Método Embalse Nivelado. Ejercicio 11.4. Variante 1. Método Directo.

(1) Tiempo (min)	(2) Cota en Embalse $Z = H_{EMB}$	(3) Volumen $V$ ( $m^3$ )	(4) Caudal Entrante $Q_e$ ( $m^3/s$ )	(5) Caudal Saliente $Q_s$ ( $m^3/s$ )	(6) $dV/dZ$ ( $m^3/m$ )	(7) $dQ_s/dZ$ ( $m^3/s/m$ )	(8) $\Delta Z$ (m)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	5000.000	4.161	0.080
10	0.080	400.107	1.667	0.333	5000.000	4.161	0.208
20	0.288	1440.556	3.333	1.199	5000.000	4.161	0.285
30	0.573	2865.484	5.000	2.385	5000.000	4.161	0.331
40	0.904	4521.264	6.667	3.763	5000.000	4.161	0.359
50	1.263	6315.654	8.333	5.256	5000.000	4.161	0.376
60	1.639	8193.269	10.000	6.394	5000.000	0.303	0.360
70	1.998	9990.951	8.889	6.736	5000.000	0.391	0.187
80	2.185	10927.204	7.778	6.911	5000.000	0.479	0.036
<b>90</b>	<b>2.222</b>	<b>11108.964</b>	6.667	<b>6.944</b>	5000.000	0.567	-0.097
100	2.125	10625.634	5.556	6.855	5000.000	0.656	-0.214
110	1.911	9554.909	4.444	6.654	5000.000	0.744	-0.318
120	1.593	7966.623	3.333	6.350	5000.000	0.832	-0.408
130	1.185	5925.229	2.222	4.931	5000.000	4.161	-0.313
140	0.872	4357.885	1.111	3.627	5000.000	4.161	-0.295
150	0.577	2883.333	0.000	2.400	5000.000	4.161	-0.230
160	0.346	1731.233	0.000	1.441	5000.000	4.161	-0.138
170	0.208	1039.480	0.000	0.865	5000.000	4.161	-0.083
180	0.125	624.132	0.000	0.519	5000.000	4.161	-0.050
190	0.075	374.746	0.000	0.312	5000.000	4.161	-0.030
200	0.045	225.008	0.000	0.187	5000.000	4.161	-0.018
210	0.027	135.101	0.000	0.112	5000.000	4.161	-0.011
220	0.016	81.118	0.000	0.068	5000.000	4.161	-0.006
230	0.010	48.706	0.000	0.041	5000.000	4.161	-0.004
240	0.006	29.244	0.000	0.024	5000.000	4.161	0.078

**Variante 2. Ejercicio 11.5**

Sobre la base del Ejercicio 11.5, analizar la influencia sobre el hidrograma saliente que produce la disminución del diámetro del conducto de salida a 1.00 m.

Solución

En este caso se modifica la ecuación de descarga

a) Ecuación Volumen-Cota (Altura) Embalse  $\rightarrow V(Z) = 4000 H_{EMB}$

Derivada  $\rightarrow dV/dZ = 4000$

b) Ecuación de Descarga. El corte de la función de descarga se realiza a 1.00 m

Para  $H_{EMB} \geq 1.00$

El término asociado a la fricción es (ec. (11.16)):  $124.52 \times 0.015^2 \times 200 / 1.00^{4/3} = 5.603$

El coeficiente de gasto es: 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.45 + 5.603}} = 0.376$$

Teniendo en cuenta que el área del conducto a sección llena es  $A = \pi \times 0.50^2 = 0.785 m^2$ , la ley altura en el embalse-caudal saliente para altura en el embalse superiores a 1.00 m queda de la forma:

$$Q_s(H_{EMB}) = 0.376 \times 0.785 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (H_{EMB} + 200 \times 0.015 - 1.0)} = 1.3066 \times \sqrt{(H_{EMB} + 2.0)}$$

para  $H_{EMB} < 1.00$

se considera en forma simplificada una variación lineal desde el  $Q_s(H_{EMB} = 1.00) = 2.26 m^3/s$  hasta  $Q_s(H_{EMB} = 0) = 0$ .

En la Tabla 11.9 se presentan los valores calculados para el caudal de descarga en función de la altura dentro del embalse

Tabla 11.9. Relación  $H_{EMB} - Q_{Saliente}$  para  $D = 1.00m$ . Variante 2 Ejercicio 11.4

$H_{EMB}$ (m)	Caudal $Q_s$ ( $m^3/s$ )						
0.00	0.00	1.75	2.54	3.50	3.07	5.50	3.59
0.25	0.57	2.00	2.62	3.75	3.14	5.75	3.64
0.50	1.13	2.25	2.70	4.00	3.21	6.00	3.70
0.75	1.70	2.50	2.78	4.25	3.27		
1.00	2.27	2.75	2.85	4.50	3.34		
1.25	2.36	3.00	2.93	4.75	3.40		

A partir de los valores de alturas y caudales de salidas tabulados en Tabla 11.8, es posible graficar en planilla de cálculo y obtener mediante la herramienta agregar línea de tendencia y escribir ecuación, las respectivas ecuaciones de las relaciones (Figura 11.32)

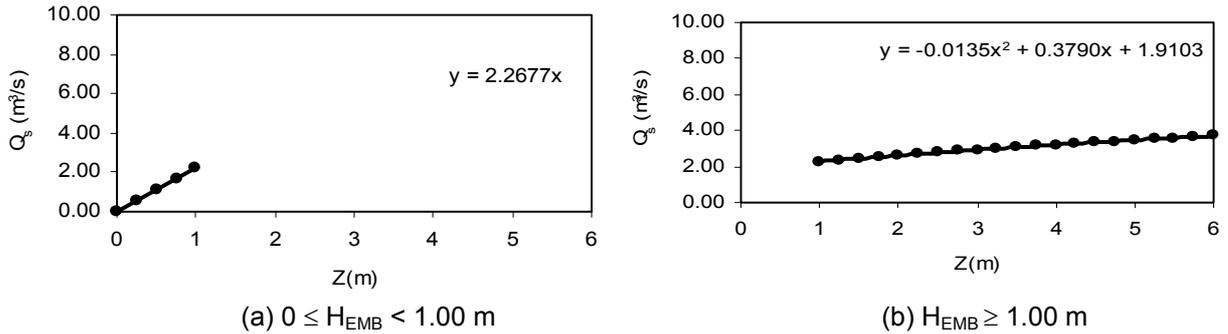


Figura 11.32. Ley de Descarga Caudal Saliente - Cota (altura) Embalse

$0 \leq H_{EMB} < 1.00 \text{ m}$   
 $Q_s(Z) = 2.267 H_{EMB}$

$dQ_s/dZ = 2.267$

$H_{EMB} \geq 1.00 \text{ m}$   
 $Q_s(Z) = -0.0135 H_{EMB}^2 + 0.379 H_{EMB} + 1.9103$

$dQ_s/dZ = -0.0270 H_{EMB} + 0.379$

Tabla 11.10. Laminación de Crecida en Embalse mediante Método Embalse Nivelado. Ejercicio 11.4. Variante 1. Método Directo.

(1) Tiempo (min)	(2) Cota en Embalse $Z = H_{EMB}$	(3) Volumen $V$ ( $m^3$ )	(4) Caudal Entrante $Q_e$ ( $m^3/s$ )	(5) Caudal Saliente $Q_s$ ( $m^3/s$ )	(6) $dV/dZ$ ( $m^3/m$ )	(7) $dQ_s/dZ$ ( $m^3/s/m$ )	(8) $\Delta Z$ (m)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	4000.000	2.270	0.107
10	0.107	534.074	1.667	0.242	4000.000	2.270	0.289
20	0.396	1980.900	3.333	0.899	4000.000	2.270	0.419
30	0.815	4074.900	5.000	1.850	4000.000	2.270	0.511
40	1.326	6627.770	6.667	2.396	4000.000	0.199	0.754
50	2.080	10399.576	8.333	2.643	4000.000	0.154	0.967
60	3.047	15236.367	10.000	2.940	4000.000	0.109	0.968
70	4.015	20075.480	8.889	3.213	4000.000	0.139	0.760
80	4.775	23876.194	7.778	3.411	4000.000	0.169	0.564
90	5.340	26698.625	6.667	3.549	4000.000	0.199	0.379
100	5.718	28591.698	5.556	3.638	4000.000	0.229	0.201
110	5.919	29596.309	4.444	3.683	4000.000	0.259	0.030
<b>120</b>	<b>5.950</b>	<b>29747.886</b>	3.333	<b>3.690</b>	4000.000	0.289	-0.134
130	5.816	29078.517	2.222	3.660	4000.000	0.319	-0.292
140	5.524	27618.733	1.111	3.593	4000.000	0.349	-0.444
150	5.080	25399.021	0.000	3.487	4000.000	0.379	-0.509
160	4.571	22856.235	0.000	3.359	4000.000	0.379	-0.490
170	4.081	20406.289	0.000	3.231	4000.000	0.379	-0.471
180	3.610	18050.218	0.000	3.101	4000.000	0.379	-0.452
190	3.158	15788.521	0.000	2.972	4000.000	0.379	-0.433
200	2.724	13621.196	0.000	2.843	4000.000	0.379	-0.415
210	2.310	11547.776	0.000	2.716	4000.000	0.379	-0.396
220	1.913	9567.374	0.000	2.590	4000.000	0.379	-0.378
230	1.536	7678.721	0.000	2.466	4000.000	0.379	-0.360
240	1.176	5880.209	0.000	2.345	4000.000	0.379	-0.221

En las Figura 11.33 se grafican los hidrogramas entrante y salientes (para las diferentes variantes) y en la Figura 11.34 las variación de cotas (alturas) en el embalse en cada variante. Puede verse claramente como al introducir una obra de descarga de menor dimensión y por ende menor capacidad de descarga, se logra una drástica disminución del caudal máximo saliente y un aumento del caudal pico respecto a la situación del planteo original del problema. Por otro lado se utiliza un mayor volumen dentro del embalse, alcanzando la cota de aproximadamente 6.00 m, cuando originalmente llegaba a 2.44 m.

Sin dudas que la variante 2 analizada puede constituir una solución cuando en una determinada alternativa preliminar se desea disminuir el caudal máximo saliente.

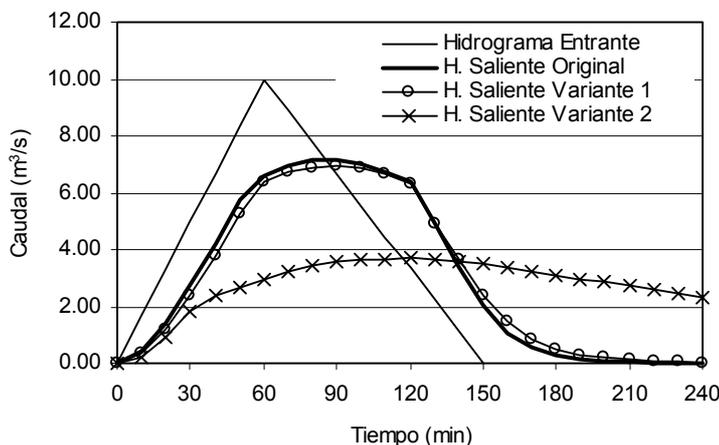


Figura 11.33. Comparación de Hidrogramas Salientes. Ejercicio 11.4 y Variantes 1 y 2

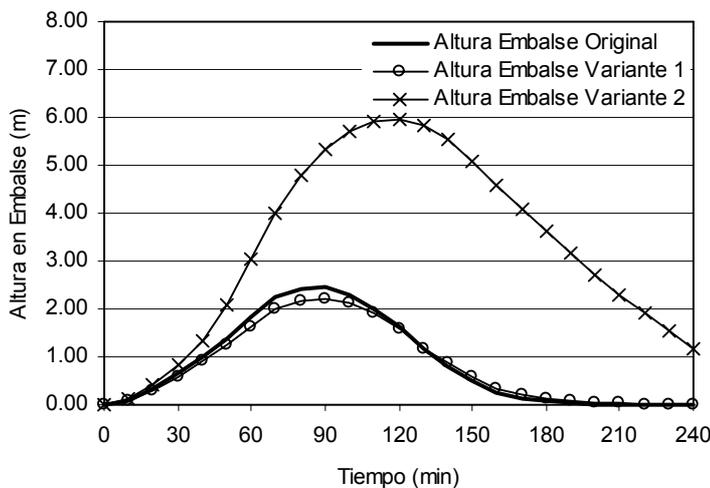


Figura 11.34. Comparación de variación de altura del embalse. Ejercicio 11.4 y Variantes 11 y 2

#### 11.4.4.3 Alternativas de Formulación Matemática de las curvas Cota-Volumen y Cota-Caudal Saliente

##### (a) Cota - Volumen

La función de volumen en función de la cota de los embalses naturales y/o artificiales puede ser formulada mediante la expresión:

$$V = b H^c \tag{11.34}$$

donde V es el volumen almacenado, H altura de agua en el embalse y b y C constantes a ajustar.

La constante C es adimensional y la constante b tiene dimensiones de volumen. Estas constantes dependen de las dimensiones y forma del embalse. Un embalse con paredes verticales tiene C = 1.0.

En un caso general donde se cuenta con N pares de puntos (H<sub>i</sub>, V<sub>i</sub>), i = 1 a N, las constantes se pueden determinar mediante

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N (\log V_i)(\log H_i) - \left( \frac{\sum_{i=1}^N \log V_i}{N} \right) \left( \frac{\sum_{i=1}^N \log H_i}{N} \right)}{\sum_{i=1}^N (\log H_i)^2 - \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \log H_i}{N} \right]^2} \quad (11.35)$$

$$b = 10 \left[ \sum_{i=1}^N \log V_i - C \left( \sum_{i=1}^N H_i \right) \right]^{1/4} \quad (11.36)$$

El área del embalse para toda altura puede ser aproximada por:

$$A = C b H^{(C-1)} \quad (11.37)$$

**(b) Cota – Caudal Saliente**

Dado que mayormente las obras de descarga trabajan como vertedero u orificio (a descarga libre o ahogado), las ecuaciones puede ser asimiladas a expresiones del tipo:

$$f(Z) = a (Z-b)^{1.50} \quad \text{vertedero a descarga libre} \quad (11.38a)$$

$$f(Z) = a (Z-a-b) (Z-a)^{0.50} \quad \text{vertedero ahogado}$$

$$f(Z) = a (Z-b)^{0.50} \quad \text{orificio libre o ahogado} \quad (11.38b)$$

donde a y b son constantes o variables en función de Z que debe ser determinadas en función de las características geométricas de las obras de descarga, características hidráulicas y condiciones impuestas aguas abajo.

**11.5 EJEMPLOS DE ANALISIS EXPEDITIVOS DE ESTIMACIÓN DE VOLUMEN DE EMBALSE PARA DISTINTAS ESCALAS DE ALMACENAMIENTO**

A continuación se muestran sintéticamente una serie de ejemplo de análisis preliminares y expeditivos de diferentes casos de cálculo de volumen de embalse a distintas escalas. Las soluciones planteadas no necesariamente son las óptimas, pero sí, pueden constituir una alternativa de evaluación en la etapa de análisis de alternativas. En todos los casos se utiliza el método racional, que como ya se ha visto puede no dar el peor escenario en términos de volúmenes de embalse.

**11.5.1 Almacenamiento en Drenaje desde Techo**

Superficie Techo = 100 m<sup>2</sup>

Coefficiente de Escurrimiento de la superficie del techo: C = 1.00

Porcentaje de atenuación de caudal pico: analizar variable

Coefficiente de escurrimiento de la superficie antes de impermeabilizar C<sub>antes</sub> = 0.30

Se supone que el tiempo de concentración antes del techo era del orden de T<sub>c antes</sub> = 1.7 min

(este valor puede calcularse a partir de considerar una velocidad de flujo para un tirante de 0.05 m,  $\eta = 0.100$  y un pendiente de 0.5 por mil). El tiempo de concentración actual se considera en el orden del minuto.

La relación IDR del lugar es la correspondiente a Rosario para R = 2 años:

$$i \text{ (mm/h)} = 1370.801 \cdot (14.35 + D \text{ (min)})^{0.844}$$

(a) Caudal Máximo antes del techo

$$Q_{\text{max antes R=2}} = 0.30 \times 100 \text{ m}^2 \times [1370.801 / (14.35 + 2)^{0.844}] / (3600 \times 1000) = \mathbf{0.0011 \text{ m}^3/\text{s}}$$

(b) Caudal Máximo después del techo

$$Q_{\text{max antes R=2}} = 0.98 \times 100 \text{ m}^2 \times [1370.801 / (14.35 + 2)^{0.844}] / (3600 \times 1000) = \mathbf{0.0037 \text{ m}^3/\text{s}}$$

(c) Volumen necesario de Embalse vs. % de regulación

Tabla 11.11. Relación entre volumen necesario de embalse y % de regulación

Porcentaje de regulación $100 \times (1 - Q_{\text{sal}} / Q_{\text{max sin reg}})$	40%	50%	60%	70%
$Q_{\text{sal}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0.0023	0.0019	0.0015	0.0011
Volumen necesario (m <sup>3</sup> )	0.225	0.381	0.606	0.927

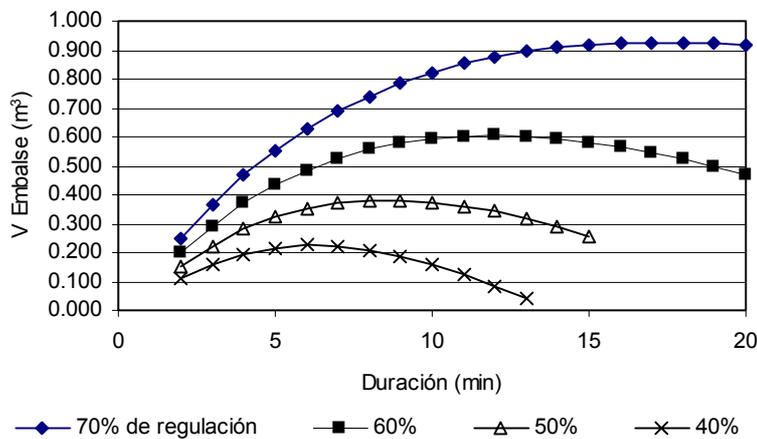
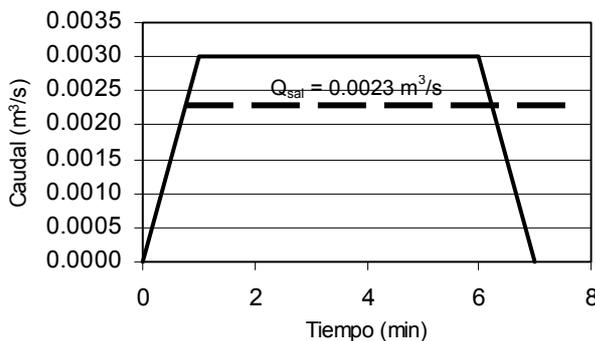


Figura 11.35. Variación del volumen del embalse en función de la duración de la lluvia, para distintos porcentajes de regulación del caudal. Método Racional.

(d) Predimensionamiento de Estructura para Regulación del 40%



Volumen mínimo necesario: 0.225 m<sup>3</sup>

Se propone una base de 1.00 m x 1.00 m

La altura debe ser 0.23 m. Para dimensionar el orificio de descarga se debe utilizar una formulación para gasto en orificio del tipo:

$$Q = C_{\text{GASTO}} A_{\text{ORIFICIO}} (2 \times 9.81 \text{ m/s} \times h)^{0.50}$$

El caudal y la altura de agua disponible son dato, proponiendo un coeficiente de gasto puede estimarse el área del orificio y asumiendo un orificio circular puede determinarse el diámetro.

Figura 11.36. Caudal entrante y saliente

$$Q = 0.0023 = 0.80 \times A_{\text{ORIFICIO}} \times (2 \times 9.81 \text{ m/s} \times 0.63 \text{ m})^{0.50} \rightarrow \mathbf{D_{\text{orificio}} \approx 0.04 \text{ m}}$$

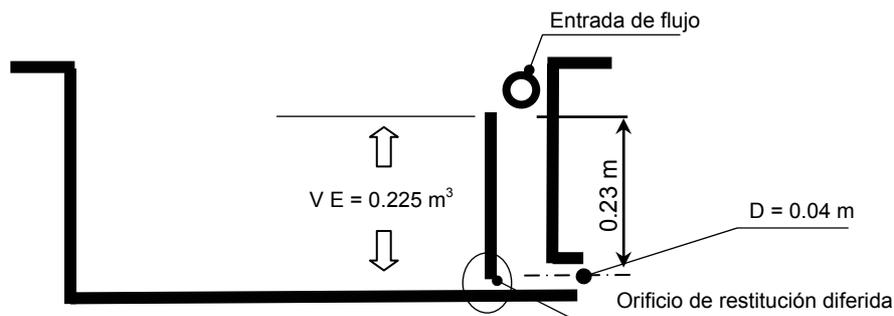


Figura 11.37. Esquema Dispositivo de Corte y Volumen de Embalse

**11.5.2 Almacenamiento en Microcuenca de 1.50 Ha**

Superficie:  $A = 15000 \text{ m}^2$   
 Recurrencia : 5 años

(a) Caudal Máximo en Condición anterior:

$T_c = 30 \text{ min}$     $A = 1.50 \text{ Ha}$     $C = 0.30$     $D = T_c$   
 $i_{R: 5 \text{ años}} = 1899.14 / (14.35 + D)^{0.844} = 77.4 \text{ mm/h}$     **$Q_{\text{max}} = 0.097 \text{ m}^3/\text{s}$**

(b) Caudal Máximo en Condición actual:

$T_c = 15 \text{ min}$     $A = 1.50 \text{ Ha}$     $C = 0.80$     $D = T_c$   
 $i_{R: 5 \text{ años}} = 109.6 \text{ mm/h}$     **$Q_{\text{max}} = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$**

Regular a la condición anterior significa regulación del 73.5%

(c) Volumen necesario de Embalse vs. % de regulación

Tabla 11.12. Relación entre volumen necesario de embalse y % de regulación

Porcentaje de regulación $100 \times (1 - Q_{\text{sal}} / Q_{\text{max sin reg}})$	40%	50%	60%	73.5%
$Q_{\text{sal}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0.219	0.182	0.146	0.097
Volumen necesario (m <sup>3</sup> )	130.1	180.7	245.4	365.6

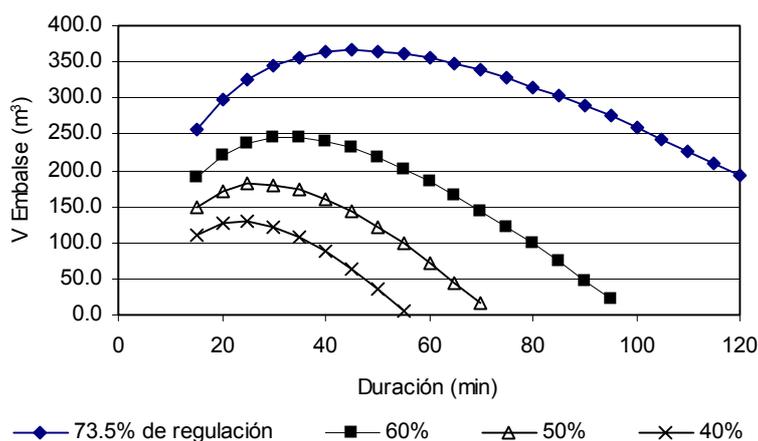


Figura 11.38. Variación del volumen del embalse en función de la duración de la lluvia, para distintos porcentajes de regulación del caudal. Método Racional.

(d) Predimensionamiento de Estructura para Regulación del 40%

Volumen mínimo necesario: 130.1 m<sup>3</sup> caudal de salida 0.219 m<sup>3</sup>/s

Se propone un conducto de 1.20 m de diámetro y 115 m de largo

El dispositivo de corte puede ser una cámara en un extremo que trabaje por ejemplo con 1.20m de altura.  $Q = C_{GASTO} A_{ORIFICIO} (2 \times 9.81 \text{ m/s} \times 1.20)^{0.50} \rightarrow D_{orificio} \approx 0.26 \text{ m}$

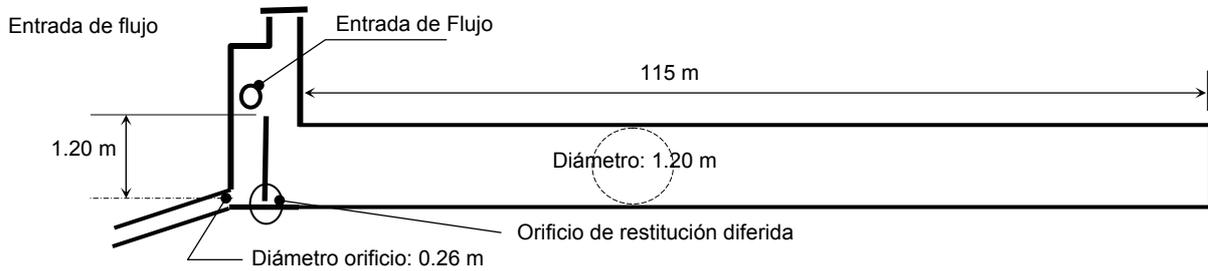


Figura 11.39. Esquema Dispositivo de Corte y Volumen de Embalse

**11.5.3 Almacenamiento en Cuenca de 8.00 Ha**

(a) Caudal Máximo en Condición anterior:

$T_c = 90 \text{ min}$     $A = 8.0 \text{ Ha}$     $D = T_c$     $C = 0.23$

$i_{R: 5 \text{ años}} = 37.6 \text{ mm/h}$     $Q_{max} = 0.192 \text{ m}^3/\text{s}$

(b) Caudal Máximo en Condición actual:

$T_c = 74 \text{ min}$     $A = 8.0 \text{ Ha}$     $D = T_c$     $C = 0.49$

$i_{R: 5 \text{ años}} = 43.2 \text{ mm/h}$     $Q_{max} = 0.471 \text{ m}^3/\text{s}$

Regular a la condición anterior significa regulación del 60%

(c) Volumen necesario de Embalse vs. % de regulación

Tabla 11.13. Relación entre volumen necesario de embalse y % de regulación

Porcentaje de regulación $100 \times (1 - Q_{sal} / Q_{max \text{ sin reg}})$	40%	50%	60%
$Q_{sal} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0.282	0.235	0.192
Volumen necesario (m <sup>3</sup> )	334.5	522.7	752.7

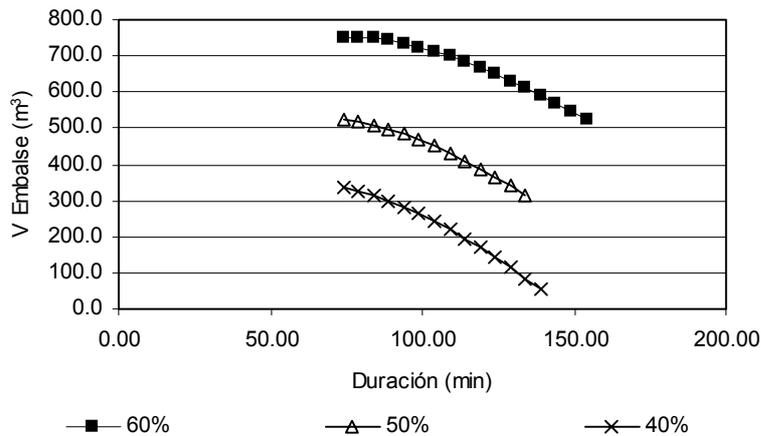
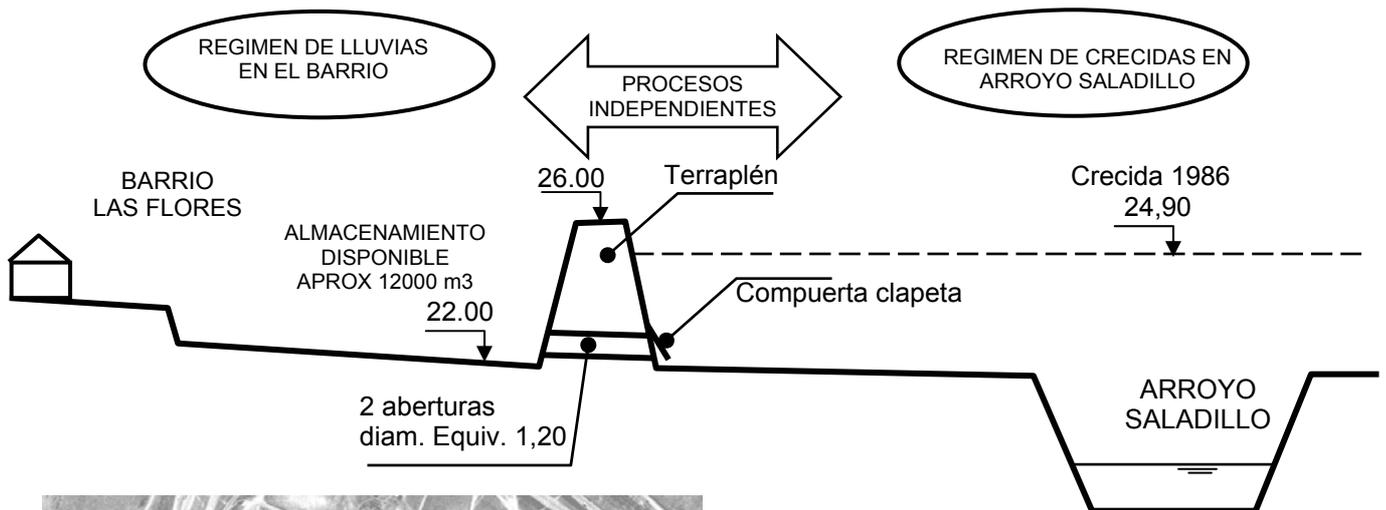


Figura 11.40. Variación del volumen del embalse en función de la duración de la lluvia, para distintos porcentajes de regulación del caudal

**11.5.4 Almacenamiento en Cuenca de 40 Ha**

En este problema se plantea el saneamiento de un barrio ubicado en la planicie de inundación de un curso de agua, protegido de las crecidas del curso por un terraplén de defensa. En el ambiente de estudio coexisten dos regímenes aleatorios que pueden ser considerados independientes en función de los diferentes tiempos de respuestas. Un proceso es el régimen de lluvias en el barrio y el otro es el régimen de crecidas en el arroyo.

En el escenario de diseño se estima la superposición de ambos procesos, por lo cual el flujo del barrio no podrá escurrir como flujo a gravedad por el tapón hidráulico que ejercerá el arroyo. En este caso se considera el bombeo como alternativa para drenar un determinado caudal saliente.



Área= 40 Ha= 0.40 km<sup>2</sup>  
 Lrecorrido flujo max= 900 m  
 Pendiente media zanjas= 0.30 %  
 Veloc. Promedio zanja = 0.50 m/s  
 Max. Long. lote= 50 m  
 Vemb disponible= 6000 m<sup>3</sup>  
 Drenaje por zanjas de tierra  
 Impermeabilización de lotes y calles 30%  
 $C_{ponderado} = 0.30 \times 0.98 + 0.70 \times 0.30 = 0.50$   
 $R: 5 \text{ años } i = 1899.145 / (14.35 + t)^{0.844}$   
 $t_c = 40 \text{ min}$   
 Escenario considerado  
 R: 5 años en Barrio  
 R: 50 años en Ao. Saladillo  
 Si el proceso es independiente  
 $R_{conjunto} \approx 250 \text{ años}$   
 Extracción de flujo de embalse durante crecida de diseño mediante sistema de bombeo

Figura 11.41. Esquema de Problemática de Drenaje Pluvial Barrio Las Flores de Rosario.

Determinación de Caudal de Bombeo: dado que se cuenta con un volumen limitado para utilizar en el embalse, la variable volumen pasa a ser un valor constante del problema y lo que se debe analizar como variable en función de la duración de la lluvia el caudal saliente del embalse, que resultará ser el caudal de bombeo. Hasta ahora en los problemas planteados la variable era el volumen del embalse, el cual puede incrementarse con la duración de la lluvia hasta encontrar el valor máximo, y se mantenía constante el caudal saliente de acuerdo a un porcentaje de regulación.

Tabla 11.14. Variación del caudal de bombeo con la duración de la lluvia  $D \geq T_c$

D (min)	I (mm/h)	Qmax (s/racional)	Q <sub>bombeo</sub>
40	65.1801	3.62112	0.61233
45	60.514	3.36189	0.66531
50	56.5208	3.14004	0.70339
55	53.0616	2.94786	0.73018
60	50.0336	2.77965	0.74839
65	47.3593	2.63107	0.76001
70	44.9788	2.49882	0.76658
<b>75</b>	<b>42.8449</b>	<b>2.38027</b>	<b>0.76926</b>
80	40.9205	2.27336	0.76894
85	39.1754	2.17641	0.7663
90	37.5851	2.08806	0.76189
95	36.1294	2.00719	0.75612
100	34.7914	1.93286	0.74932
105	33.5572	1.86429	0.74176
110	32.4147	1.80082	0.73363

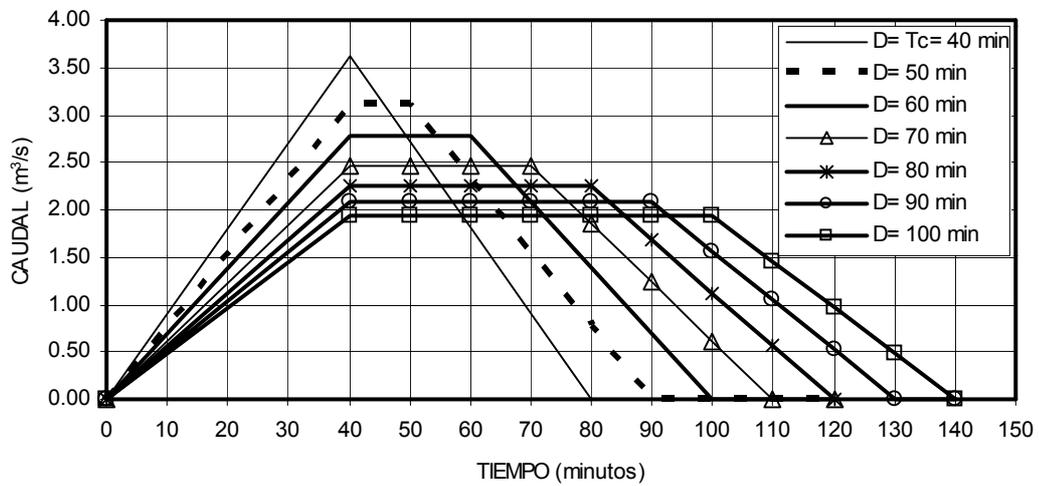


Figura 11.42. Variación de Hidrogramas con Distintas Duraciones de Lluvia (En Base a Método Racional)

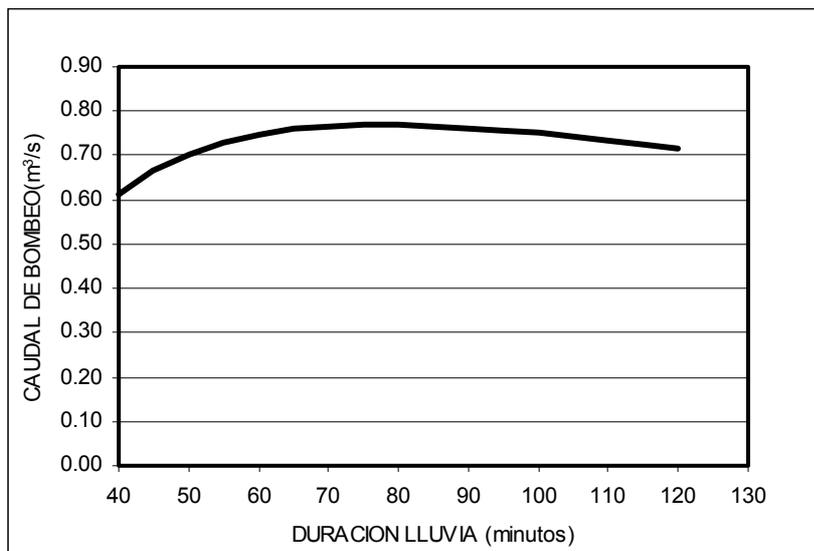


Figura 11.43. Variación del Caudal a Bombear con Distintas Duraciones de Lluvia

Puede demostrarse que si se utiliza el método Racional el caudal de bombeo puede calcularse para cualquier duración de lluvia mediante la expresión:

$$Q_{\text{BOMBEO}} = Q_{\text{max}} \left[ \frac{-(D - T_c) + \sqrt{(D - T_c)^2 + 4V_{\text{emb}} \frac{T_c}{Q_{\text{max}}}}}{2 \frac{T_c}{Q_{\text{max}}}} \right]$$

Con  $T_c$  y  $D$  en seg,  $V_{\text{emb}}$  en  $\text{m}^3$  y  $Q_{\text{max}}$  y  $Q_{\text{BOMBEO}}$  en  $\text{m}^3/\text{s}$

## 11.6 SÍNTESIS DE EXPERIENCIAS EN EMBALSES URBANOS EN ROSARIO (SANTA FE, ARGENTINA)

A continuación se presentan los resultados de algunas experiencias en Embalses Urbanos llevadas a cabo en Rosario. La información fue extraída del trabajo de Porta y Secchi, 2001.

### Laminación de Esguimiento desde Techo

Superficie de cada techo =  $40 \text{ m}^2$   
 Caudal pico producido =  $1.6 \text{ l/seg}$   
 Caudal pico laminado =  $1.15 \text{ l/seg}$   
 Porcentaje de regulación =  $40 \%$   
 Volumen de almacenamiento total =  $70 \text{ lts}$

### Laminación en dos Predios Parquizados

#### Predio 1:

Área  $7.25 \text{ Ha}$ .  
 Almacenamiento en conductos de  $3.00$  de diámetro y  $709 \text{ m}$  de longitud  
 Volumen aproximado =  $500 \text{ m}^3$   
 Relación volumen embalse área de aporte:  $69 \text{ m}^3/\text{Ha}$

#### Predio 2:

Área  $20.9 \text{ Ha}$   
 Almacenamiento de caños tipo bóveda de  $4.83 \text{ m} \times 3.40 \text{ m}$ , con una long. de  $65 \text{ m}$ .  
 Volumen aproximado =  $840 \text{ m}^3$   
 Relación volumen embalse área de aporte:  $40 \text{ m}^3/\text{Ha}$

### Laminación en Hipermercado

Área a regular = superficie edificada + playón de estacionamiento y maniobra =  $70190 \text{ m}^2$   
 Tormenta recurrencia =  $2 \text{ Años}$   
 Caudal pico producido =  $829 \text{ l/seg}$   
 Caudal pico laminado =  $395 \text{ l/seg}$   
 Volumen de almacenamiento =  $900 \text{ m}^3$   
 Dimensiones reservorio:  $90 \text{ m}$  de long.,  $8 \text{ m}$  de ancho,  $1.6 \text{ m}$  de profundidad.  
 Relación volumen embalse área de aporte:  $128 \text{ m}^3/\text{Ha}$

### Laminación en Predio de Industria Aceitera

Área total a regular =  $66.248 \text{ m}^2$   
 Tormenta recurrencia =  $2 \text{ años}$   
 Caudal pico producido =  $864 \text{ l/seg}$   
 Caudal pico laminado =  $498 \text{ l/seg}$   
 Porcentaje de regulación =  $43 \%$   
 Almacenamiento =  $3$  dispositivos de  $436 \text{ m}$  de longitud y  $1 \text{ m}$  de diámetro  
 Volumen de almacenamiento =  $345 \text{ m}^3$   
 Relación volumen embalse área de aporte:  $52 \text{ m}^3/\text{Ha}$

**Laminación en dos predios de Fabrica de Cerámicos****Predio 1**

Área = 4840 m<sup>2</sup>

Recurrencia = 2 años

Laminación Qp de un 30 %.

Caudal pico producido = 119 l/seg

Caudal pico laminado = 83 l/seg

Volumen necesario = 12 m<sup>3</sup>

Diámetro de salida = 0.19 m

Relación volumen embalse área de aporte: 24.8 m<sup>3</sup>/Ha

**Predio 2**

Área = 8200m<sup>2</sup>

Recurrencia = 2 años

Laminación Qp de un 30 %.

Caudal pico producido = 245 l/seg

Caudal pico laminado = 172 l/seg.

Volumen necesario = 20 m<sup>3</sup>

Diámetro de salida = 0.27 m

Relación volumen embalse área de aporte: 24.8 m<sup>3</sup>/Ha

**Laminación en Predio de Hospital Público**

Superficie = 2 x 5895 m<sup>2</sup>

Tormenta recurrencia = 2 Años

Caudal pico producido = 184 l/seg

Caudal pico laminado = 94 l/seg

Porcentaje de regulación = 50 %

Volumen de almacenamiento total = 70 m<sup>3</sup>

Relación volumen embalse área de aporte: 59.4 m<sup>3</sup>/Ha

**Laminación en Predio de Empresa Siderúrgica**

Superficie de techo de cada nave = 2750 m<sup>2</sup>

Tormenta recurrencia = 2 Años

Caudal pico producido = 70 l/seg

Caudal pico laminado = 42 l/seg

Porcentaje de regulación = 40 %

Volumen de almacenamiento = 11 m<sup>3</sup>

Relación volumen embalse área de aporte: 40 m<sup>3</sup>/Ha

**11.7 BIBLIOGRAFÍA**

- ASCE-WEF (American Society of Civil Engineers y Water Environment Federation) (1992), *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*, ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77, WEF Manual of Practice FD-20; American Society of Civil Engineers, New York.
- Chow, V. T., Maidment, D. y Mays, L. (1994), *Hidrología Aplicada*, McGraw-Hill Interamericana, Buenos Aires. 584 p.
- Mc Cuen, R., (1989), *Hydrologic Analysis and Design*, Prentice Hall, New Jersey, 850 p.
- Porta, S. y Secchi A., (2001), *Aplicación de Medidas Estructurales y No Estructurales. Experiencia de Reservorios en la ciudad de Rosario*, III Jornadas de Desagüe Pluvial Urbano, Rosario. 33p.
- Riccardi G. (2000), *Caracterización Descriptiva y Estadística de Lluvias registradas en Estación Rosario Aero en período 1986-1998*, Cuadernos del CURIHAM, sIN 1514-2906, PHI-UNESCO, UNR Editora, Vol 6, Nº 2. pp. 93-119.
- Riccardi G. (2001), *Método de Resolución Directa de la Laminación en Embalse mediante método de embalse nivelado*, Notas de Asignatura Hidráulica Aplicada e Hidrología, Departamento de Hidráulica, FCEIA, UNR; Rosario, Argentina, 5p.
- Rojas, S. (2001), *Dimensionamiento hidráulico de Cuencos de Detención y/o Retención en Sistemas de Drenaje Urbano Etapa de Planificación y Proyecto*, Memorias en CD Seminario Internacional sobre Manejo de Cuencas Hidrográficas, FCEIA, UNR, Rosario. Argentina. 12p.

- Secchi A. y Mazzón R. (2001), Nuevas Tecnologías para contribuir a la solución de Inundaciones en Grandes Ciudades, en Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina, (Villanueva, A., Goldenfum, J. y da Silveira A, eds), IPH, ABRH, Porto Alegre, Brasil. pp.144-158.
- Urbonas, B. and Stahre, P, (1993), Stormwater Best Management Practices and Detention, Prentice Hall, New Jersey, 450p.
- Villanueva A., Tassi, R. y Allasia D., (2001), Alternativas de Controle da Drenagem Urbana: Os casos de Porto Alegre e Caxias do Sul-RS-Brasil en Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina, (Villanueva, A., Goldenfum, J. y da Silveira A, eds), IPH, ABRH, Porto Alegre, Brasil. pp.159-154.