



MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS
DIRECCION NACIONAL DE HIDROGRAFIA



UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
FACULTAD DE INGENIERIA - IMFIA



FEBRERO 2003



MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS

DIRECCION NACIONAL DE HIDROGRAFIA

Director Nacional

Ing. Luis E. Loureiro

Gerente Hidráulico

Ing. Juan Von Cappeln

PERSONAL TÉCNICO PARTICIPANTE EN EL PROYECTO

IMFIA

Dr. Ing. Luis Silveira

Ing. José Luis Genta

Ing. Federico Charbonnier

Ing. Nicolás Failache

Ing. Jimena Alonso

DNH

Ing. Roberto Torres

Ing. Daniel Costa

Ing. Rodolfo Chao

PRESENTACION

En la década 1990-2000 se verificó en Uruguay un incremento muy importante en la construcción de pequeñas represas de regulación interestacional destinadas a asegurar las demandas de riego de los cultivos de verano, principalmente el cultivo de arroz.

El objetivo de la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH) es que este manual sea de utilidad a los profesionales que de acuerdo a las características de las obras están habilitados a realizar los informes técnicos requeridos por la DNH, para la autorización de la obra.

A través del manual la DNH busca mejorar el acceso a la información y las metodologías que permitan el diseño de las obras con mayores niveles de precisión y de seguridad.

Ing. Luis Loureiro
Director Nacional DNH-MTOP

En el manual se presentan directivas para el diseño hidrológico e hidráulico de tajamares y de represas, incorporando información y metodologías adecuadas para el diseño de las mismas y eventualmente poder verificar las existentes.

Se incorpora un modelo precipitación-caudal de paso mensual, útil para el análisis del cumplimiento de la demanda solicitada. La propuesta metodológica utiliza la información de las cuencas aforadas por la Dirección Nacional de Hidrografía, la red pluviométrica de la Dirección Nacional de Meteorología y la clasificación de los suelos de la Dirección Nacional de Recursos Naturales.

Se ha procurado presentar en forma simplificada los diversos cálculos, especialmente en lo relativo a la estimación del volumen de escorrentía y el caudal máximo de una tormenta extrema que se desarrolla en la cuenca de aporte, la laminación de la creciente en el embalse y el diseño del aliviadero tipo canal.

Ing. José Luis Genta
Coordinador del Manual, IMFIA-FI

El presente trabajo ha sido financiado parcialmente por la Comisión Sectorial de Investigación Científica de la Universidad de la República (CSIC), en el marco del llamado a concurso de proyectos de Vinculación con el Sector Productivo de 1996, y por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), a través de la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH). El mismo fue ejecutado por la Sección Hidrología del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería (FI), Universidad de la República.

INDICE

PRESENTACION	I
INDICE	III
INTRODUCCION	V

SECCIONES

1. METODOLOGIA DE DISEÑO DE UNA REPRESA	1
1.1 CONSIDERACIONES GENERALES	1
1.2 PARAMETROS DE DISEÑO HIDROLOGICO-HIDRAULICO DE UNA REPRESA	4
1.3 DISEÑO HIDROLOGICO DEL VOLUMEN A EMBALSAR	5
1.4 DISEÑO HIDROLOGICO-HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE VERTIDO	6
2. DIRECTIVAS DE DISEÑO HIDROLOGICO DEL VOLUMEN A EMBALSAR	7
2.1 VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA DE APORTE	8
2.2 BALANCE HIDRICO MENSUAL EN UN EMBALSE	14
3. DIRECTIVAS DE DISEÑO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL VERTEDERO CANAL	17
3.1 DETERMINACION DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA	18
3.2 LAMINADO DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA	26
3.3 CAUDAL ESPECIFICO DEL VERTEDERO	26
3.4 DETERMINACION DEL ANCHO DEL VERTEDERO	28
3.5 ALTURA DE LA REPRESA	28
4. EJEMPLO	29
4.1 DISEÑO DEL VOLUMEN A EMBALSAR	29
4.2 DISEÑO DEL ALIVIADERO	35
CONCLUSIONES	41
BIBLIOGRAFÍA	42

ANEXOS

A.	MODELO MENSUAL DE PRECIPITACION ESCURRIMIENTO: MODELO DE TEMEZ	43
A.1	ESTRUCTURA DEL MODELO	43
A.2	CALIBRACIÓN DEL MODELO EN URUGUAY	46
A.3	AGUA DISPONIBLE DE LOS SUELOS DEL URUGUAY	49
A.4	EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL EN EL URUGUAY	50
A.5	FUNCIÓN OBJETIVO, NÚMERO DE NASH	51
B.	METODO RACIONAL Y METODO DEL S.C.S.	53
B.1	INTRODUCCION	53
B.2	METODO RACIONAL	53
B.3	METODO DEL SCS	54
B.4	SIMPLIFICACIONES PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL MÁXIMO	58
C.	LAMINADO DE UNA CRECIENTE EN UN EMBALSE	61
C.1	ECUACIONES DE LAMINADO	61
C.2	CAUDAL DE VERTIDO	63

INTRODUCCION

La demanda de agua ha sido incrementada en los últimos años y las represas aparecen como una posible fuente de agua superficial económicamente viable, que permiten satisfacer dicha demanda, frente a la imposibilidad de poder realizarlo mediante una obra de toma con el caudal firme de un curso de agua.

La Dirección Nacional de Hidrografía (en adelante DNH), como entidad responsable de la gestión de los recursos hídricos, ha realizado la clasificación de las obras de represamiento de acuerdo a lo expresado en el Tabla 1.

		AREA DE LA CUENCA DE APOORTE A LA OBRA							
		A<4Hás	4 Hás<A<40 Hás	40 Hás<A<200 Hás	200 Hás<A<500 Hás	500 Hás<A<1000 Hás	1000 Hás<A<5000 Hás	5000 Hás<A<15000 Hás	A>15000 Hás
AL TU RA	H < 3m	V < 12.000 m ³ = Tajamar Chico 12.000 m ³ < V < 120.000 m ³ = Tajamar Mediano V > 120.000 m ³ = Tajamar Grande							
	3m < H < 5m	Tajamar Chico	Tajamar Mediano	Tajamar Grande	V < 120.000 m ³ = Tajamar Grande 120.000 m ³ < V < 600.000 m ³ = Represa Chica V > 600.000 m ³ = Represa Mediana				
	5m < H < 15m	V < 120.000 m ³ = Tajamar Grande			Represa Chica	Represa Mediana	Represa Grande I	Represa Grande II	
	H > 15m	V > 120.000 m ³ = Represa Chica						Represa Grande II	Represa Grande III

Tabla 1. Criterios de la DNH para la clasificación de las represas.

Para la construcción de las represas y tajamares es necesario obtener los derechos de uso de aguas de dominio público de acuerdo al Código de Aguas (Ley 14859) y sus reglamentaciones.

En el caso en el que el uso del agua es Riego con destino Agrario, el solicitante debe contar con un plan de uso de suelos y aguas aprobado por el Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca, de acuerdo con lo que dispone la reglamentación vigente.

En lo que respecta al Ministerio de Transporte y Obras Públicas, la DNH autoriza un volumen hasta un máximo según los escurrimientos medios anuales de la cuenca de aporte y exige que el volumen de embalse esté en concordancia con la demanda. El represamiento a su vez deberá garantizar un caudal de servidumbre y disponer de una obra de vertido con erosión controlada o la justificación de la ausencia de ésta.

El presente manual ha sido estructurado en cuatro diferentes secciones. Se comienza examinando en la primera sección la metodología aplicada en el diseño de una represa, describiendo en forma general los pasos necesarios para lograr dicho objetivo.

Luego se presenta en la segunda sección las directivas para el diseño del volumen a embalsar y la metodología disponible en el Uruguay. En la tercera sección se establece las directivas para el diseño de las obras de vertido y el manual termina con un ejemplo de cálculo en la cuarta sección.

Asimismo se adjuntan Anexos con la siguiente información técnica:

- Anexo A – Modelo Mensual de Precipitación Escurrimiento: Modelo de Temez
- Anexo B – Método Racional y el Método del SCS
- Anexo C – Laminado de una creciente en un embalse

1. METODOLOGIA DE DISEÑO DE UNA REPRESA

1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Demanda a satisfacer

En primer lugar se debe definir el tipo y cantidad de demanda de agua a satisfacer por la represa. Esta puede ser utilizada para satisfacer una gran variedad de necesidades de agua por ejemplo la demanda de consumo humano o animal, el riego, la recreación, la producción de energía hidroeléctrica, la producción de peces, la protección contra incendios, el control de erosión, el uso paisajístico y la protección contra inundaciones. De todos estos posibles usos la irrigación es el que involucra el mayor número de obras y las de mayor volumen. Una represa puede tener varios usos pero estos deben ser compatibles.

Tipo de represa

De acuerdo a la demanda se puede utilizar represas excavadas, cuyo volumen de embalse se obtiene de una excavación en el terreno o represas con dique cuyo volumen de embalse se logra con una contención y la topografía del lugar.

Las represas excavadas se utilizan cuando la demanda es pequeña. Son simples de construir y debido que su capacidad depende del procedimiento de excavación su tamaño es limitado. Además son compactas y requieren un mínimo mantenimiento y como su superficie de exposición es pequeña frente a su volumen, tienen un buen comportamiento cuando hay mucha evaporación.

Las represas con dique generalmente se construyen con terraplenes de tierra y logran almacenar grandes volúmenes de agua. De acuerdo a su altura y volumen embalsado aumentan las exigencias técnicas de diseño.

Ubicación de la represa

A continuación se debe realizar un análisis y selección del sitio de ubicación de la represa, teniendo en cuenta su utilidad, costo, estética e impacto ambiental.

Se deben evitar grandes áreas de embalse de poca profundidad porque se produce una excesiva evaporación y beneficia el posible crecimiento de plantas acuáticas que pueden ser perjudiciales para la calidad de las aguas.

Asimismo es conveniente no ubicar la represa en lugares donde la falla de la estructura podría causar pérdidas humanas, de animales y materiales.

Desde el punto de vista económico, un buen sitio para una represa con dique es generalmente una sección estrecha de un valle, de pendientes fuertes, donde se tiene un gran volumen embalsado con un dique de pequeño volumen.

Para una represa excavada el lugar más indicado es un terreno bajo y horizontal, minimizando de esa forma la excavación.

El tipo de demanda también es un factor que influye en la selección del sitio. Las obras para uso de consumo humano o animal, riego o protección contra incendios, se deben ubicar en un lugar cercano a la demanda. Las represas para cría de peces, baño u otras formas de recreación deben ser accesibles para el público usuario y aquellas para controlar inundaciones deben ubicarse de manera que estéticamente no distorsionen el entorno natural y/o urbano que las rodea.

La disponibilidad de material aceptable para la construcción de la represa es otro factor muy importante en la selección del sitio. En el caso de represas con dique se debería tener suficiente material cerca para que no aumenten los costos constructivos.

Relevamiento topográfico del lugar

Una vez determinado el probable lugar de ubicación de la represa es necesario realizar un relevamiento topográfico para estimar la capacidad del embalse y las cotas de las obras de toma y de vertido. Las obras de toma permiten extraer de la represa el agua demandada y las obras de vertido permiten evacuar el escurrimiento superficial luego que la represa esta llena.

El relevamiento topográfico consiste en: un perfil altimétrico del lugar de emplazamiento del dique y del vertedero; y de una cantidad suficiente de puntos en el vaso, que permitan estimar su volumen.

Un método simple para estimar el volumen embalsado es calcular el área de inundación para el nivel de vertido y luego multiplicar dicha área por un 25% de la altura máxima, pero si la represa es grande y se va usar para suministro de agua potable o riego es necesario realizar un relevamiento más completo que permita describir el embalse con curvas de nivel cada por lo menos 1.0 metro.

Asimismo es importante realizar un perfil longitudinal en el lugar donde se va a realizar el vertedero comenzando en la zona que inicia el vertido hasta la zona donde se va a descargar, lejos del terraplén. Esto permite obtener la pendiente y sección del vertedero.

Todo el relevamiento debe ser referenciado a un mojón, que puede ser una marca con hormigón, una alcantarilla u otro objeto que no se altere durante y luego de la construcción de la represa.

Fuente de agua de aporte a la represa

El agua de aporte a la represa puede ser agua superficial de una cuenca de aporte, agua subterránea de un acuífero o ambas.

Cuando el escurrimiento superficial es la fuente principal de agua a la represa, la cuenca debería tener una superficie suficiente para que el aporte al embalse cubra el agua a almacenar para los períodos de seca. Sin embargo si el área de la cuenca es muy grande las estructuras de vertido serán más costosas.

Para mantener la profundidad y capacidad de la represa es necesario que el flujo de agua superficial este libre de sedimentos provenientes de la erosión de la cuenca. Por lo tanto se debería realizar un adecuado control de la erosión en el área de drenaje, siendo conveniente que el suelo tenga una buena cobertura de arboles o pasturas y si existen áreas cultivadas estas sean protegidas con practicas ambientalmente adecuadas, por ejemplo sembrar según curvas de nivel. En el caso que la cuenca de aporte tenga efectos de erosión se recomienda postergar la construcción de la represa hasta que se comiencen las practicas de protección.

Cuando el agua subterránea es el aporte principal al embalse la napa freática debe ser poco profunda.

Evaluación del suelo disponible

Los suelos en la zona inundable de la represa deberían ser suelos de baja productividad y tener un horizonte impermeable y de espesor suficiente para prevenir una excesiva infiltración.

En el caso de las represas con dique, los materiales seleccionados para su construcción deben dar resistencia y estabilidad suficiente al mismo y además prevenir una excesiva percolación.

Requerimientos de vertido

La función de las obras de vertido es desviar el agua en forma segura de manera que no sobrepase al terraplén y no dañe el talud aguas abajo del mismo. Para ello estas obras deben tener la capacidad para descargar el caudal máximo proveniente de una tormenta, considerando la reducción proveniente del laminado en el almacenamiento.

El vertedero canal en tierra debe realizarse sobre suelos y topografía que permitan que la descarga del caudal máximo se pueda realizar suficientemente aguas abajo y con una velocidad, que no cause una apreciable erosión dentro del vertedero y en el lugar de descarga.

No importa que tan bien se ha construido una represa, si la capacidad del vertedero es inadecuada se puede destruir durante la primera tormenta extrema.

Diseño del dique

Asimismo para el diseño del dique (sección transversal, fundación y material utilizado) se deben considerar los aspectos estructurales de acuerdo al tipo de presa. Si es una represa de gravedad, se debe analizar su estabilidad por: carga estática del embalse, vaciado rápido e infiltraciones, así como la influencia del oleaje en la altura del coronamiento y la protección del talud aguas arriba.

Protección de la represa

Se debe proteger la represa de la erosión, acción de las olas, pisadas de animales y otros orígenes de daño. Represas sin protección tienen una vida corta y un alto costo de mantenimiento.

Operación y mantenimiento de la represa

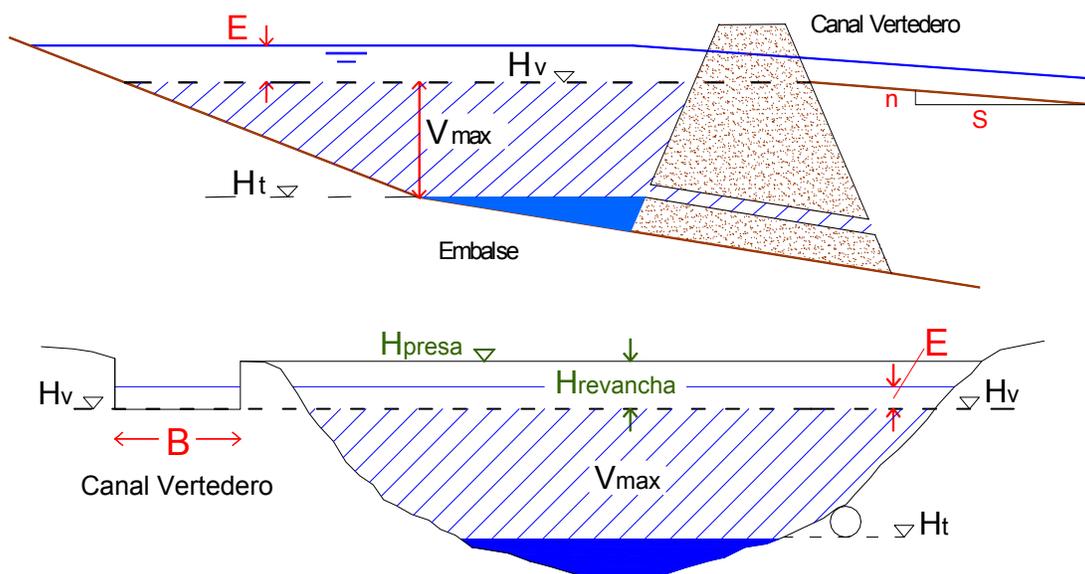
Muchas represas fallan totalmente cuando no tienen una buena operación y mantenimiento, causando severos daños en el dique y vertedero, por lo que se aconseja:

- Visitar periódicamente la represa e inmediatamente luego de lluvias fuertes, reparando inmediatamente los daños. Se deben llenar y compactar los lugares dañados, por ejemplo lugares que muestran una fuerte erosión o lavado por oleaje.
- Si hay mucha infiltración se debe tomar medidas antes que ocurran grandes daños.
- Mantener la cobertura protectora en la represa y obras de vertido.
- Mantener las tuberías, estructuras de tomas y válvulas, libres de sedimentos y evitar la consolidación de madrigueras de animales roedores pues estos dañan la represa.

1.2 PARAMETROS DE DISEÑO HIDROLOGICO-HIDRAULICO DE UNA REPRESA

El diseño hidrológico-hidráulico de una represa comprende dos grupos de parámetros:

- Parámetros asociados a la geometría del embalse:
 - H_v : Cota de comienzo de vertido (m)
 - H_t : Cota de toma de agua (m)
 - V_{max} : Volumen máximo de almacenamiento, entre toma y vertido (Hm^3)
- Parámetros asociados a las características del vertedero-canal:
 - n : Coeficiente de Manning del canal de vertido (adim)
 - S : Pendiente del canal de vertido (adim)
 - B : Ancho del vertedero (m)
 - E : Lámina máxima de vertido (m)



Cortes transversales, no a escala

La altura de la represa (H_{presa}) se determina sumándole a la cota de comienzo de vertido (H_v), la altura de revancha (H_{revancha}) que depende del oleaje y de la lámina máxima de vertido (E).

1.3 DISEÑO HIDROLOGICO DEL VOLUMEN A EMBALSAR

El diseño hidrológico del volumen a embalsar consiste en analizar la satisfacción de una demanda dada de agua, considerando un determinado volumen embalsado, que depende de la topografía del lugar, de la cota de comienzo de vertido y de la cota de toma de agua.

La DNH autoriza un volumen máximo a embalsar en la obra dependiendo del aporte de la cuenca, y la garantía de disponer de lo demandado formará o no parte del estudio del profesional, sobre lo cual la DNH no emite opinión.

Metodológicamente, en una primera etapa, se debe estimar el volumen de escurrimiento de la cuenca y, en una segunda etapa, una vez fijado el volumen a embalsar, mediante un balance en el embalse se analizará su comportamiento frente a la demanda.

En el Uruguay, se dispone de una red hidrométrica que abarca a cuencas de cientos a miles de km^2 . Dado que este trabajo está dirigido a cuencas con superficies de algunas decenas de hás a decenas de km^2 , para el diseño hidrológico de un embalse no se dispone de caudales, por lo que es necesario realizar su estimación a partir de las precipitaciones, empleando modelos precipitación – escurrimiento.

Dadas las características del ciclo climático anual en el Uruguay, estos modelos hidrológicos además de considerar la precipitación, deben tener en cuenta las condiciones de almacenamiento de agua en el suelo, y la evapotranspiración del agua en el mismo. En el Anexo A se presenta el modelo de Temez que estima el escurrimiento mensual a partir de series mensuales de precipitación, del almacenamiento de agua en el suelo a través del Agua Disponible, de las características de infiltración a través del Número de Curva y de los ciclos anuales medios de evapotranspiración potencial.

Para realizar el balance en el embalse además de estimar los escurrimientos que ingresan al mismo, y la precipitación sobre el embalse, se debe estimar la evaporación de agua en éste.

En la Sección 2 se presenta la metodología propuesta para el diseño hidrológico del volumen a embalsar.

1.4 DISEÑO HIDROLOGICO-HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE VERTIDO

En el diseño de las obras de vertido de un almacenamiento es necesario emplear un balance hidráulico-hidrológico en el embalse, que considere el hidrograma de crecidas que ingresa, el almacenamiento en el embalse por encima de la cota de vertido y las características hidráulicas del vertimiento.

Los hidrogramas de crecidas en cuencas pequeñas, al no disponerse de registros de caudales, se deben estimar a partir de relaciones precipitación-escorrentimiento especialmente desarrolladas para eventos extremos. Estos modelos requieren: a) estimar el tiempo de concentración de la cuenca de aporte, b) disponer de las intensidades de lluvia máximas para determinar la tormenta de diseño extraordinaria (según el Período de Retorno), y c) conocer las condiciones de escurrimiento de los suelos (coeficiente de escorrentía y/o Número de Curva) para estimar el caudal máximo. En el Anexo B se presentan dos métodos: el Método Racional y el Método del SCS.

Considerando el Tabla 1 de la Introducción, se proponen los siguientes períodos de retorno de las tormentas extraordinarias, de acuerdo al tipo de obra:

1. Las represas y los tajamares de más de 60.000 m³ de volumen de embalse:
Tr = 50 años.
2. Los tajamares de menos de 60.000 m³ de volumen de embalse, de acuerdo al siguiente cuadro:

Superficie cuenca de aporte (hás)	Altura de la represa (m)	
	Menor a 6	Mayor a 6
Menor a 800	15 años	25 años
Mayor a 800	25 años	50 años

Extraído de Ponds - Planning, Design, and Construction (USDA Ag. Handbook 590)

Tabla 1.1 Períodos de retorno para el diseño del vertedero

Dado que las curvas IDF disponibles en Uruguay fueron realizadas con información anterior a 1980, y en las últimas décadas los eventos extraordinarios son más frecuentes, al utilizar dichas IDF se recomienda duplicar los períodos de retorno recomendados anteriormente.

El almacenamiento del embalse cumple un papel laminador de la crecida, de acuerdo a la geometría del vaso y las características del vertimiento. Este está regulado por el comportamiento hidráulico de la obra de vertido. En el Anexo C se presentan las metodologías para considerar el laminado de una crecida en el embalse y el funcionamiento hidráulico de un aliviadero con canal de vertido.

En la Sección 3 se presenta la metodología para el diseño de un aliviadero con canal vertedero, incorporando simplificaciones que son adecuadas para tajamares y represas pequeñas y medianas, y que puede utilizarse como primera aproximación en el caso de represas grandes, clasificadas según el Tabla 1 de la Introducción.

2. DIRECTIVAS DE DISEÑO HIDROLOGICO DEL VOLUMEN A EMBALSAR

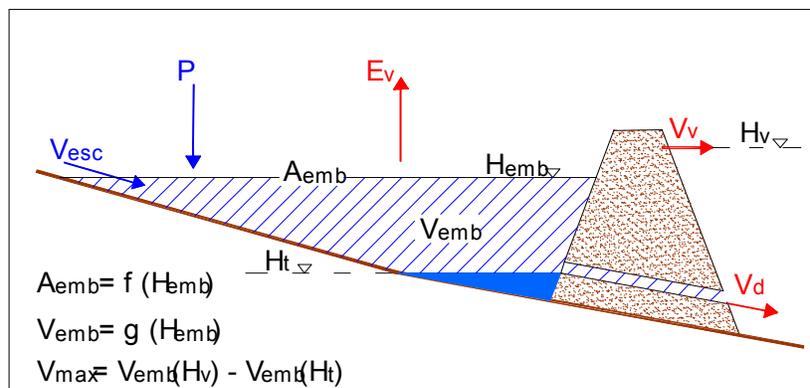
En el diseño hidrológico del volumen a embalsar se analiza la satisfacción de una demanda dada de agua, una vez caracterizado dicho volumen a través de la localización de la obra a realizar, de la topografía de dicho lugar y de las cotas de comienzo de vertido y de toma de agua.

El grado de satisfacción de la demanda, se analiza estadísticamente a través de un balance hídrico mensual en el embalse durante un período determinado.

Dada la variabilidad climática del Uruguay, analizando la información hidrológica disponible se observa que frecuentemente para dos años en que la precipitación anual es similar el volumen de escurrimiento suele ser distinto. Para que el análisis estadístico de la demanda sea consistente, se propone un período de análisis histórico mensual de por lo menos 30 años.

El grado de satisfacción de la demanda se realiza a través del balance hídrico mensual en el embalse. Dicho balance contempla los ingresos y salidas de agua, tomando como volumen de control el embalse, y determinando la variación del volumen almacenado y el agua que realmente se dispone para satisfacer dicha demanda. La ecuación de balance mensual y el volumen de control donde se aplica, son los siguientes:

$$V_{esc} + (P - Ev) \cdot A_{emb} - V_d - V_v = \Delta V_{emb}$$



Conocida la geometría del embalse y la demanda, en la ecuación de balance es necesario estimar el volumen de escurrimiento de aporte de la cuenca y la precipitación y evaporación en el embalse.

En los capítulos siguientes se realiza una descripción de la metodología empleada para estimar el volumen de escurrimiento de una pequeña cuenca no aforada en Uruguay, y a partir de este realizar el balance hídrico en el embalse.

2.1 VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA DE APORTE

Para la determinación del volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte se propone el modelo Precipitación - Esgurrimiento mensual de Temez (1977). El modelo ha sido calibrado a partir de 12 cuencas aforadas por la DNH. Estas cuencas fueron estudiadas en el proyecto “Balances Hídricos Superficiales en Cuencas del Uruguay” elaborado por IMFIA a solicitud de DNH, y en coordinación con UNESCO. La descripción detallada del modelo se presenta en el Anexo A.

2.1.1 DATOS NECESARIOS PARA LA APLICACION DEL MODELO

Para la aplicación del modelo en una cuenca determinada es necesario disponer de los siguientes datos

Precipitación Mensual.

Se debe disponer del dato de precipitación mensual del pluviómetro más cercano a la cuenca. Esta información está disponible en la Dirección Nacional de Meteorología y se recomiendan por lo menos 30 años de los registros más recientes.

P_i : Precipitación en la cuenca (mm/mes)

Area de la cuenca de aporte.

A partir de las cartas 1:50.000 o 1:25.000 del Servicio Geográfico Militar se delimita la cuenca de aporte y se determina su superficie:

A_c : Superficie de la cuenca de aporte (ha)

Agua Disponible

Se calcula el valor de agua disponible de los suelos de la cuenca ponderando por la respectiva área ocupada (ver Tabla 2.1). La Unidad Cartográfica de los Suelos se extrae de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay a escala 1:1.000.000 (Dirección de Suelos y Aguas del MGAP, 1976), o en su versión digital actualmente disponible (ver Figura 2.1).

AD : Agua Disponible de los Suelos (mm)

AGUA DISPONIBLE DE LOS SUELOS DEL URUGUAY

Unidad Cartográfica de Suelos (escala 1:1.000.000)	Agua Disponible (mm)	Unidad Cartográfica de Suelos (escala 1:1.000.000)	Agua Disponible (mm)
Alférez	124,7	Lechiguana	113,3
Algorta	123,7	Libertad	146,7
Andresito	63,7	Los Mimbres	100,1
Angostura	155,1	Manuel Oribe	145,8
Aparicio Saravia	139,7	Masoller	52,1
Arapey	136,8	Montecoral	84,7
Arroyo Blanco	101,0	Palleros	116,5
Arroyo Hospital	86,1	Paso Cohelo	147,4
Bacacué	97,1	Paso Palmar	88,2
Balneario Jaureguiberry	134,5	Pueblo del Barro	131,6
Bañado de Farrapos	178,7	Puntas de Herrera	85,8
Bañado de Oro	89,0	Queguay Chico	32,7
Baygorria	110,5	Rincón de la Urbana	131,1
Bellaco	146,2	Rincón de Ramirez	73,3
Bequeló	138,2	Rincón de Zamora	148,3
Blanquillo	114,6	Río Branco	102,0
Cañada Nieto	146,4	Río Tacuarembó	161,0
Capilla de Farruco	35,4	Risso	150,6
Carapé	41,5	Rivera	179,6
Carpintería	139,0	Salto	107,2
Cebollatí	167,6	San Carlos	78,0
Cerro Chato	78,6	San Gabriel - Guaycurú	92,4
Colonia Palma	108,9	San Jacinto	83,1
Constitución	73,6	San Jorge	141,2
Cuaró	93,2	San Luis	176,2
Cuchilla Caraguatá	71,2	San Manuel	117,3
Cuchilla Corrales	160,6	San Ramón	152,7
Cuchilla de Haedo – Paso de Los Toros	21,5	Santa Clara	63,6
Cuchilla del Corralito	119,8	Sarandí de Tejera	50,0
Cuchilla Mangueras	150,2	Sierra de Aiguá	42,6
Cuchilla Santa Ana	51,8	Sierra de Aiguá	50,1
Curtina	55,2	Sierra de Mahoma	43,9
Chapicuy	100,1	Sierra Polanco	73,0
Ecilda Paullier - Las Brujas	136,7	Tacuarembó	168,4
El Ceibo	78,6	Tala - Rodríguez	130,9
El Palmito	142,3	Toledo	118,7
Espinillar	141,0	Tres Bocas	110,8
Fraile Muerto	133,4	Tres Cerros	85,1
Fray Bentos	115,4	Tres Islas	96,6
India Muerta	171,1	Tres Puentes	103,4
Isla Mala	102,1	Trinidad	148,4
Islas del Uruguay	183,0	Valle Aiguá	102,8
Itapebí -Tres Arboles	124,2	Valle Fuentes	131,4
José Pedro Varela	87,2	Vergara	117,1
Kiyú	154,7	Villa Soriano	173,3
La Carolina	156,1	Yí	71,0
La Charqueada	95,2	Young	145,0
Laguna Merín	169,3	Zapallar	153,2
Las Toscas	177,5	Zapicán	84,8
Lascano	126,4		

Tabla 2.1. Agua Disponible de las Tierras del Uruguay, Segunda Aproximación. Mayo de 2001, J.H. Molfino; A. Califra, División Suelos y Aguas, Dirección General de Recursos Naturales Renovables, Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca.

Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay

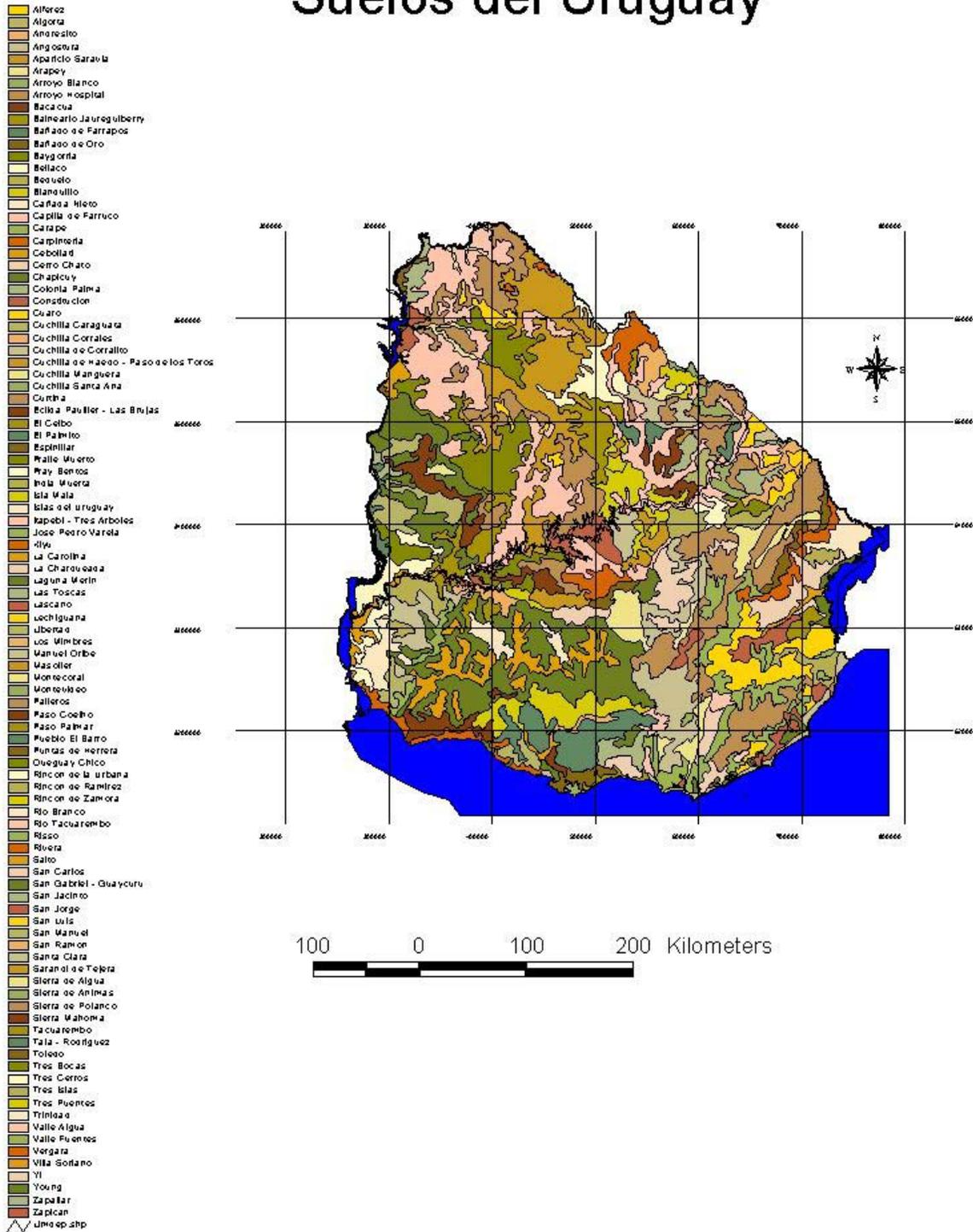


Figura 2.1 Unidad Cartográfica de Suelos del Uruguay. Disponible en formato CD en la RENARE-MGAP en Avda. Garzón 456.

Ciclo anual medio de evapotranspiración potencial

El ciclo anual medio de evapotranspiración potencial se calcula a partir del Figura 2.2, localizando en él la cuenca, se determina:

ETP_m : Evapotranspiración media mensual (mm/mes)

A partir de los coeficientes de distribución del ciclo anual medio (parte inferior del Figura 2.2) y multiplicando dichos valores por ETP_m se obtiene el ciclo anual medio de evapotranspiración potencial:

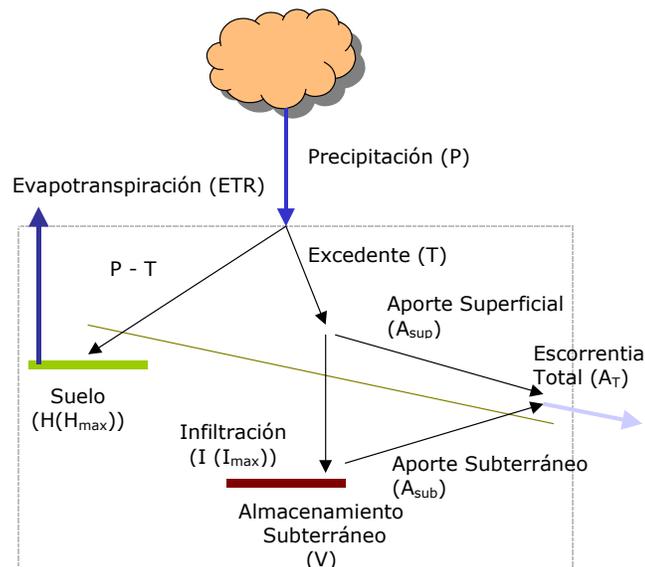
ETP_i : Ciclo anual medio de evapotranspiración potencial (mm/mes)

En la aplicación del modelo de Temez estos valores de ciclo medio deben ser repetidos en todo el período de cálculo. En todos los casos se consideró una cobertura completa del suelo con pasturas naturales.

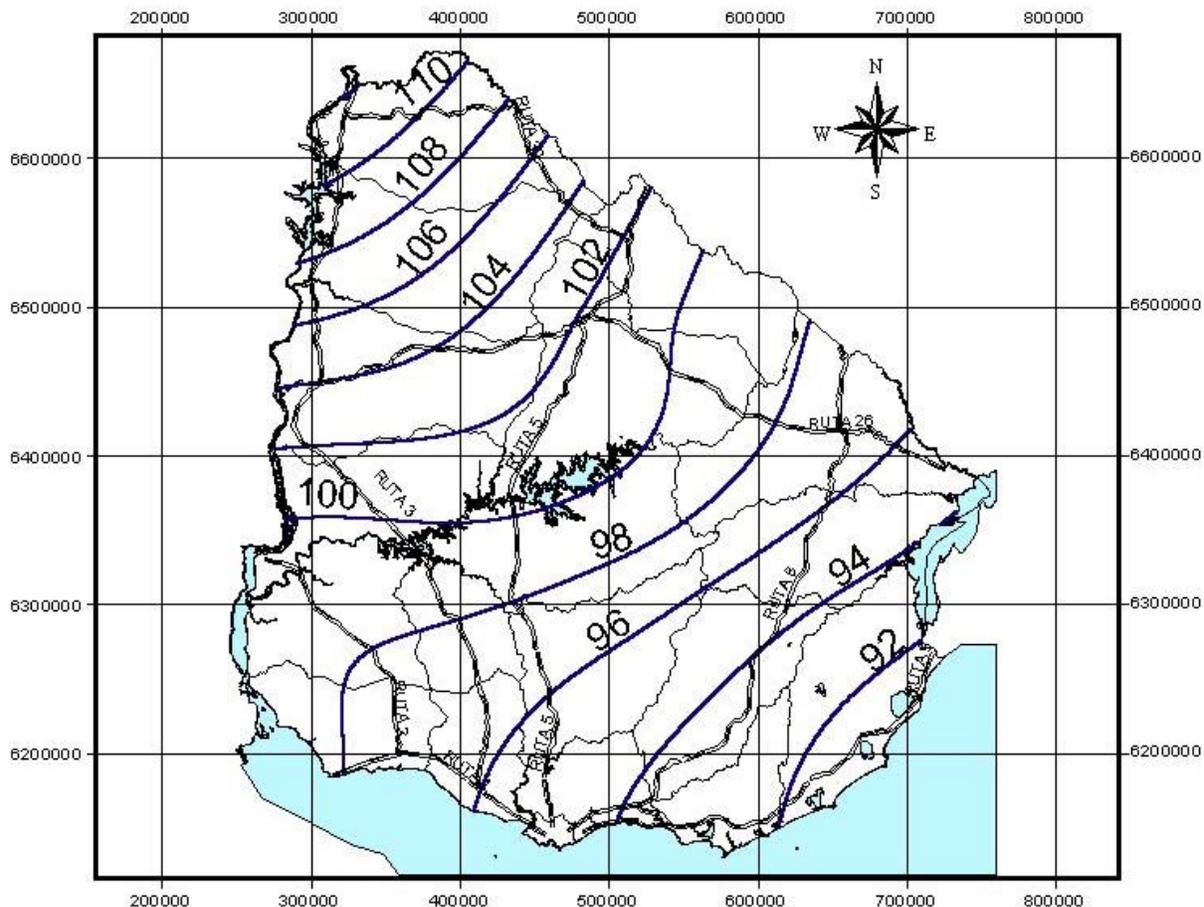
2.1.2 ESTRUCTURA DEL MODELO

El modelo de Temez es un modelo de balance hídrico agregado, que estima el escurrimento mensual de una cuenca a partir de la precipitación, el almacenamiento en el suelo y la evapotranspiración potencial.

La estructura del modelo se observa en la siguiente figura: una parte del agua que precipita (P) forma el excedente (T) y el resto de agua ($P-T$) es almacenada en la primer capa de suelo, en la que se genera la evapotranspiración real (ETR). Del excedente (T) una parte es drenada y sale por el cauce como escorrentía superficial (A_{sup}) y el resto ingresa a un almacenamiento subterráneo (V) a través del cual se traspasa agua de un mes a otro. La descarga del almacenamiento subterráneo (A_{sub}) y la escorrentía superficial (A_{sup}) conforman la escorrentía total (A_T).



EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL



Rutas Nacionales

 Iso líneas de ETPm

 Limites Departamentales

100 0 100 200 Kilometers

COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DEL CICLO ANUAL

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1.88	1.56	1.37	0.88	0.58	0.36	0.37	0.47	0.61	0.94	1.25	1.72

Fuente: "Balances Hídricos Superficiales en Cuencas del Uruguay"

Figura 2.2 Isolíneas de evapotranspiración media anual (ETP_m , mm/mes) y ciclo anual medio de evapotranspiración (ETP_i/ETP_m).

2.1.3 DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO POR EL MODELO DE TEMEZ

Para el cálculo de los escurrimientos mensuales se debe seguir la siguiente rutina, que puede ser implementada en una planilla de cálculo.

Determinación de los parámetros del modelo:

Máxima capacidad de almacenamiento de agua en el suelo: $H_{\max} = 0.916 AD$

Parámetro de la precipitación mínima para que exista escurrimiento: $CPo = 0.30$

Parámetro de descarga de infiltración máxima: $I_{\max} = 386 \text{ mm}$

Parámetros de descarga del almacenamiento subterráneo: $\alpha = 2.325 \frac{1}{\text{mes}}$

Planilla de cálculo:

Descripción de las columnas de la planilla, siendo las filas los meses del período seleccionado (i):

columna I : Valores mensuales de precipitación: P_i

columna II: Valores mensuales de evapotranspiración potencial: ETP_i

columna III: Máxima cantidad de agua que puede no participar del escurrimiento: $\delta_i = H_{\max} - H_{i-1} + ETP_i$

columna IV: Precipitación mínima para que exista escurrimiento: $P_{oi} = CPo(H_{\max} - H_{i-1})$

columna V: Excedente:

$$T_i = 0 \quad \text{si } P_i \leq P_{oi}$$

$$T_i = \frac{(P_i - P_{oi})^2}{P_i + \delta - 2P_{oi}} \quad \text{si } P_i > P_{oi}$$

columna VI: Humedad del suelo al final del mes: $H_i = \text{Max}(0, H_{i-1} + P_i - T_i - ETP_i)$
 En el mes anterior al inicio de la iteración se asume $H_i = 0$

columna VII: Evapotranspiración real: $ER_i = \text{min}(H_{i-1} + P_i - T_i, ETP_i)$

columna VIII: Infiltración a la zona saturada: $I_i = I_{\max} \frac{T_i}{T_i + I_{\max}}$

columna IX: Escurrimiento directo:

$$A_{\text{sup}i} = T_i - I_i$$

columna X: Volumen del almacenamiento subterráneo:
En el mes anterior al inicio de la iteración se asume $V_i = 0$

$$V_i = V_{i-1} \cdot e^{-\alpha} + I_i \cdot e^{\frac{-\alpha}{2}}$$

columna XI: Aporte subterráneo:

$$A_{\text{sub}i} = V_{i-1} - V_i + I_i$$

columna XII: Aporte total en mm/mes:

$$A_{T_i} = A_{\text{sup}i} + A_{\text{sub}i}$$

columna XIII: Aporte total en Hm^3/mes :

$$V_{\text{esc}_i} = A_{T_i} \cdot A_C / 100.000$$

2.2 BALANCE HIDRICO MENSUAL EN UN EMBALSE

Geometría del vaso del embalse:

Del relevamiento topográfico de la zona de emplazamiento del embalse, que cuente con curvas de nivel al menos cada 1 metro, se determina la geometría del vaso descrita por dos funciones que dependen de la cota de embalse:

A_{emb}	:	Superficie de embalse en función de la cota de embalse	(ha)
V_{emb}	:	Volumen embalsado en función de la cota de embalse	(Hm^3)

Caracterización del volumen a embalsar:

Definido el vaso del embalse, el volumen a embalsar (V_{max}) queda caracterizado por el volumen entre la cota de toma (H_t) y la cota de vertido (H_v).

H_t	:	Cota de ubicación de la toma de extracción de agua	(m)
H_v	:	Cota de comienzo de vertido.	(m)
V_{max}	:	Volumen máximo de almacenamiento útil, entre H_t y H_v	(Hm^3)

Caracterización de la demanda:

La demanda es una variable determinada de acuerdo a las necesidades planteadas, que se expresa como un volumen mensual y generalmente se considera un ciclo anual que se repite durante el período analizado. En el caso que la demanda es el riego de un cultivo, el volumen mensual depende de: tipo de cultivo, mes del año, área a cultivar y eficiencia del sistema de riego:

V_{di}	:	Demanda de agua a extraer por mes	(Hm^3)
-----------------	---	-----------------------------------	-------------------

Evaporación mensual en el embalse:

La evaporación es una demanda climática que tiene el embalse, se estima multiplicando el valor de tanque por el coeficiente de corrección tanque-embalse:

$$E_{vi} = 0.7 E_{ti}$$

E_{ti} : Evaporación mensual en el tanque mas cercano (mm)
 E_{vi} : Evaporación mensual en el embalse (mm)

Para cálculo de la evaporación en el embalse, en la Tabla 2.2 se presentan los ciclos anuales medios de evaporación de tanque en el período 1985-99 existentes en el Uruguay.

Estación	Evaporación mensual de tanque A (mm/mes)											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
ARTIGAS	252.7	188.2	169.5	104.5	73.2	58.6	72.6	103.5	122.7	164.1	205.8	256.6
BELLA UNION	245.0	177.6	156.4	104.9	72.5	56.3	69.0	101.0	131.6	169.6	204.4	233.3
LIBERTAD	212.4	160.4	140.0	86.5	57.9	38.8	41.9	60.3	83.4	125.1	154.0	196.5
MERCEDES	257.0	199.9	176.3	112.2	75.6	55.3	62.9	92.4	121.5	164.6	204.4	244.6
MELO	225.4	173.6	157.0	103.4	66.8	52.1	58.6	81.1	105.4	145.6	176.7	221.2
PAYSANDU	264.7	202.8	182.0	118.4	82.7	59.8	71.6	104.4	128.7	172.1	212.4	249.5
P. DE LOS TOROS	265.3	202.1	180.3	108.8	79.3	55.8	66.2	90.0	119.5	167.8	213.1	254.8
PRADO	202.1	160.2	134.5	88.9	62.1	45.3	45.8	65.2	91.1	129.1	160.8	192.7
ROCHA	208.3	162.1	138.7	93.3	63.4	50.4	54.8	72.2	94.8	130.5	160.5	192.9
SALTO	237.0	179.4	161.2	102.6	71.5	51.3	61.7	87.8	115.7	159.4	199.7	229.3
TACUAREMBO	256.1	186.7	176.4	111.0	76.3	58.9	73.4	93.5	116.5	163.4	202.8	247.6
TREINTA Y TRES	234.9	179.6	162.1	103.1	71.8	50.1	57.2	75.6	101.6	144.5	182.2	227.2
TRINIDAD	226.3	168.3	147.6	97.8	67.3	47.9	56.3	79.7	102.1	140.7	173.2	213.0
YOUNG	230.6	171.6	158.5	96.9	65.9	47.5	55.6	81.4	103.9	146.8	182.3	216.8

Fuente: Dirección Nacional de Meteorología.

Tabla 2.2 Ciclo anual medio de evaporación de tanque en Uruguay

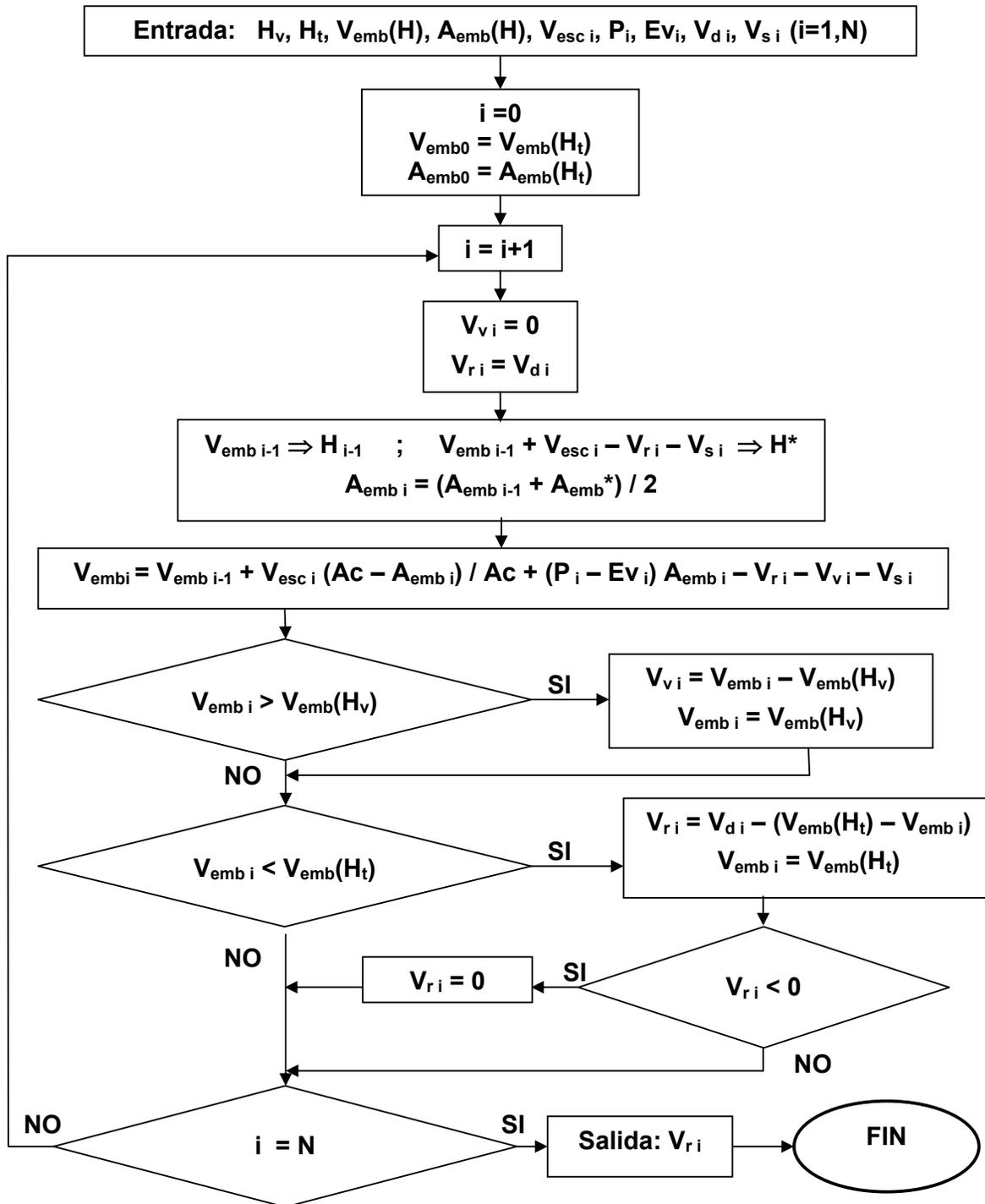
Aportes mensuales de agua al embalse:

V_{esci} : Esgurrimiento de la cuenca (Hm³)
 P_i : Precipitación directa en el embalse (mm)

El escurrimiento de la cuenca corresponde al estimado en el apartado 2.1, mientras que la precipitación en el embalse es la misma que en la cuenca.

Balance Hídrico:

El siguiente diagrama de flujo, simula el comportamiento del embalse en el período de datos de estudio (N meses), lo que permite calcular mes a mes (i) el caudal que realmente puede entregar el embalse (V_{ri}), y luego realizar un análisis de garantía de la obra (H_t y H_v) para cubrir la demanda (V_{di}). En el balance se ha considerado, el volumen de agua por infiltración en el vaso y en el dique, y el caudal de servidumbre, a través de V_{si} (Hm³), que en una primera aproximación se puede considerar nulo.



3. DIRECTIVAS DE DISEÑO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL VERTEDERO CANAL

El cálculo de las dimensiones del vertedero se realiza a partir del tránsito en el embalse de una avenida extraordinaria de período de retorno Tr : $Q(Tr, t)$. El ancho del vertedero (B) queda asociado al valor asumido de la lámina de crecida máxima (E), por encima de la cota de inicio del vertido.

La estructura de vertimiento es un canal vertedero de pendiente S , rugosidad de Manning n y de ancho igual al vertedero (B).

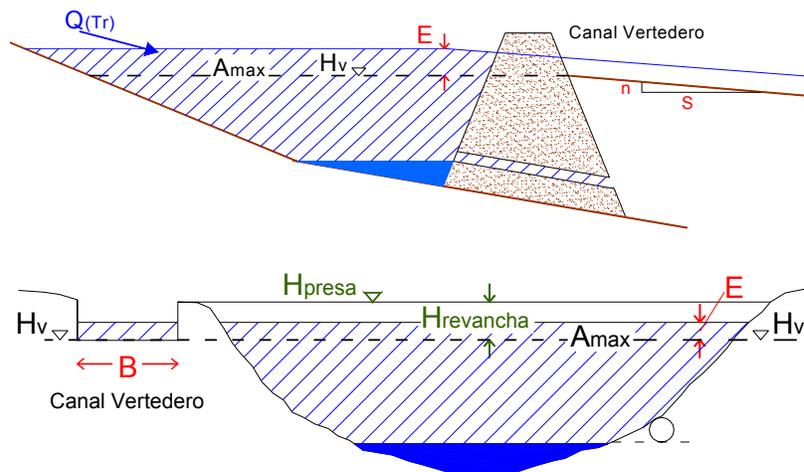


Figura 3.1. Descripción del vertedero

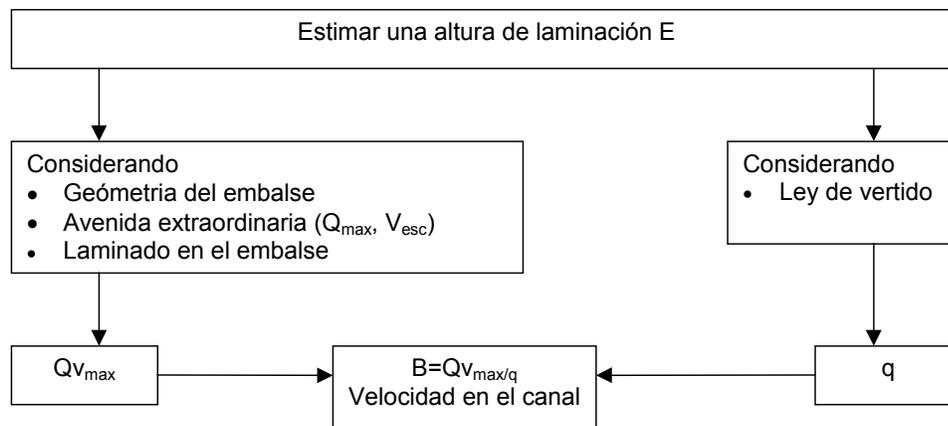


Figura 3.2. Diagrama de cálculo del ancho del vertedero

3.1 DETERMINACION DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA

Se presenta el procedimiento de cálculo para estimar el caudal máximo y el volumen de escurrimiento de las avenidas extraordinarias correspondientes a eventos extremos anuales con intervalo de recurrencia promedio mayor a 2 años y a cuencas de aporte con área menor a 1000 km² y tiempo de concentración menor a 6 horas. Para cuencas mayores, se debe subdividirla en subcuencas, y considerar el tránsito en la misma.

3.1.1 TIEMPO DE CONCENTRACION

A partir de la carta del Servicio Geográfico Nacional (SGM) en la que se delimitó la cuenca (2.1.1) se determina el cauce principal, como el cauce que une el punto de salida de la cuenca con el punto del parte aguas más alejado en el tiempo.

Si la mayor parte del escurrimiento que se da en el cauce principal es concentrada (en las cartas del SGM se identifica en color celeste), el tiempo de concentración se calcula por el Método de Kirpich:

$$t_c = 0.4 L^{0.77} S^{-0.385}$$

donde:

t_c	- tiempo de concentración	(horas)
L	- longitud del cauce principal	(Km)
ΔH	- diferencia de cotas de altitud del cauce principal	(m)
S	- pendiente cauce principal = $\Delta H / L / 10$	(%)

Si la mayor parte del escurrimiento corresponde a un flujo no concentrado, el tiempo de concentración se calcula por el método de velocidad del SCS:

$$t_c = 0.91 \sum L_i k_i S_i^{-0.5}$$

donde:

t_c	- tiempo de concentración	(horas)
L_i	- longitud del tramo i de la línea de corriente	(km)
k_i	- coeficiente de cobertura del suelo para el tramo i	(adim)
S_i	- pendiente del tramo i (%) = $0.1 * \Delta H_i(m) / L_i$	(Km)

El valor de k surge de la Tabla 3.1:

Cobertura del suelo	k
Bosque con espeso mantillo sobre el suelo	3.95
Barbecho de hojarasca o cultivos de mínimo arado	2.02
Pasturas	1.41
Cultivos en línea recta	1.11
Suelo prácticamente desnudo y sin arar	1.00
Vías de agua empastadas	0.67
Area impermeable	0.50

Extraído de la Figura 15.2 del NEH-4

Tabla 3.1 Coeficiente k del método del SCS.

De existir una componente de flujo concentrado, adicione al tiempo calculado por el método del SCS, el tiempo de viaje de la gota de agua en el cauce, asumiendo una velocidad promedio de 0.45 m/s.

3.1.2 PRECIPITACION MAXIMA

Para la estimación de las precipitaciones que definen la avenida extraordinaria se utilizan las curvas IDF, desarrolladas con información anterior a 1980, según el procedimiento que se describe a continuación (Genta, Charbonnier, Rodríguez F.).

Datos de entrada: Coordenadas del punto de cierre de la cuenca: p
 Período de retorno del evento extraordinario: T_r - (años).
 Duración del intervalo de lluvia considerado: d - (horas).
 Area de la cuenca: A_c - (Ha).

i) A partir del punto de cierre de la cuenca, se calcula la precipitación de duración $d = 3$ horas y período de retorno $T_r = 10$ años, utilizando el mapa de isoyetas de la Figura 3.3

ii) A partir del período de retorno (T_r), se calcula el coeficiente de corrección [$CT_{(T_r)}$] según la siguiente ecuación (Figura 3.4):

$$CT_{(T_r)} = 0.5786 - 0.4312 \log \left[\text{Ln} \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

iii) A partir de la duración de la lluvia (d), se calcula el coeficiente de corrección [$CD_{(d)}$] según la siguiente ecuación (Figura 3.5):

$$\text{Para } d < 3\text{hs} \quad CD_{(d)} = \frac{0.6208 d}{(d + 0.0137)^{0.5639}}$$

$$\text{Para } d > 3\text{hs} \quad CD_{(d)} = \frac{1.0287 d}{(d + 1.0293)^{0.8083}}$$

iv) A partir de la superficie de la cuenca (A_c) y la duración de la lluvia (d), se calcula el coeficiente de corrección [$CA_{(A_c,d)}$] según la siguiente ecuación (Figura 3.6):

$$CA_{(A_c,d)} = 1.0 - 0.3549 d^{-0.4272} (1.0 - e^{-0.00015 A_c})$$

La precipitación $P_{(d,T_r,p)}$, de duración d y período de retorno T_r en el punto p está dada por:

$$P_{(d,T_r,p)} = P_{(3,10,p)} CT_{(T_r)} CD_{(d)} CA_{(A_c,d)}$$

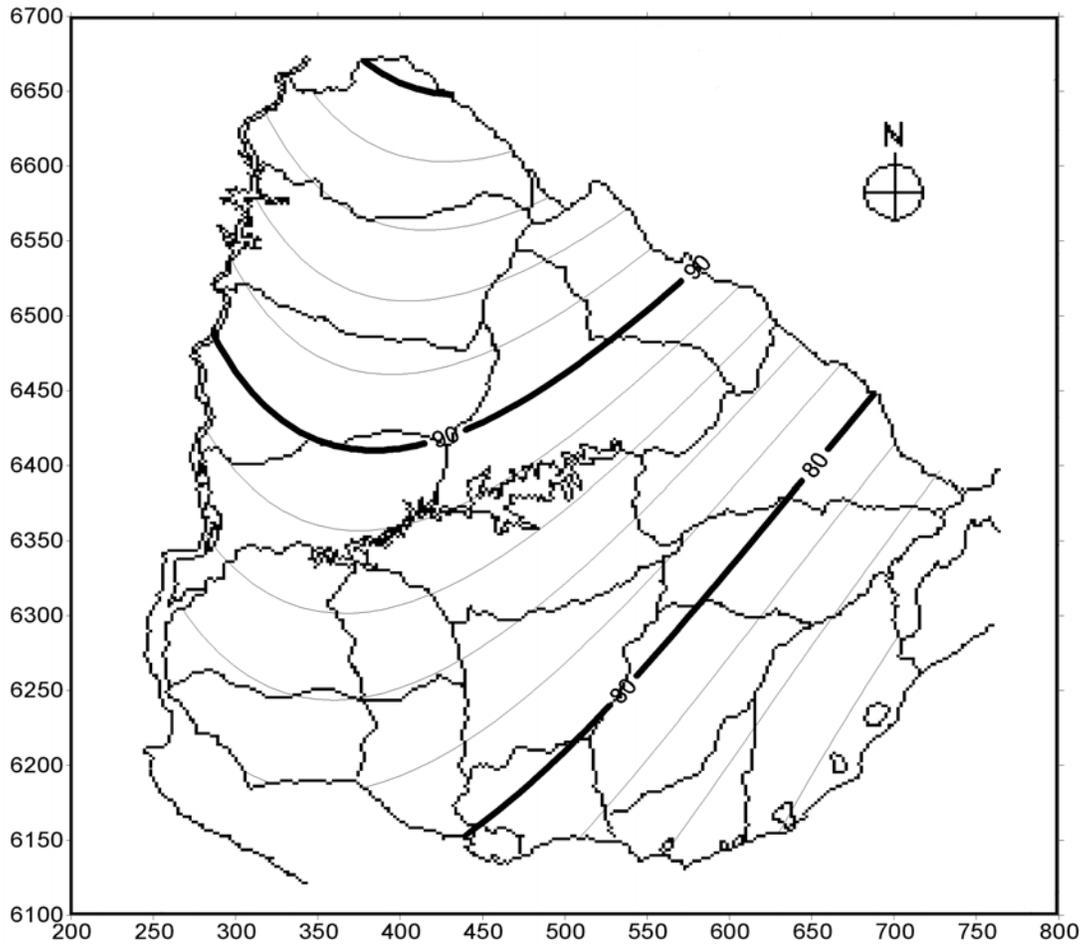


Figura 3.3 Precipitación de 3 horas de Duración y 10 años de Período de Retorno

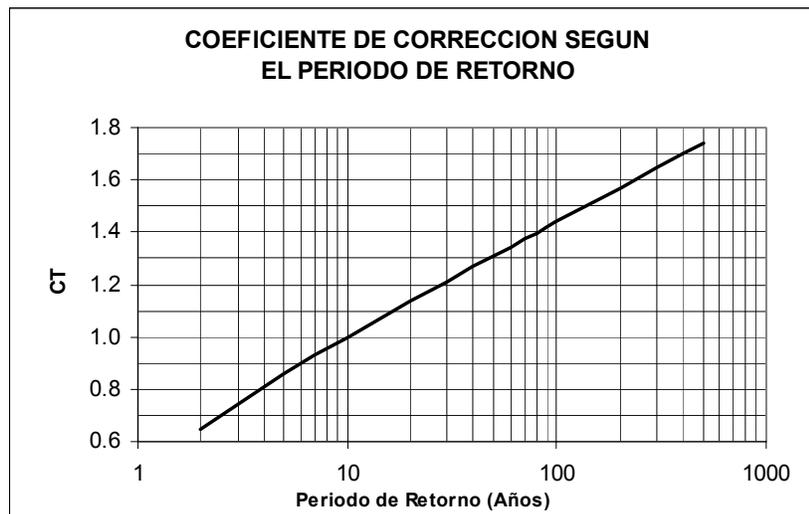


Figura 3.4 Coeficiente de corrección según el Período de Retorno

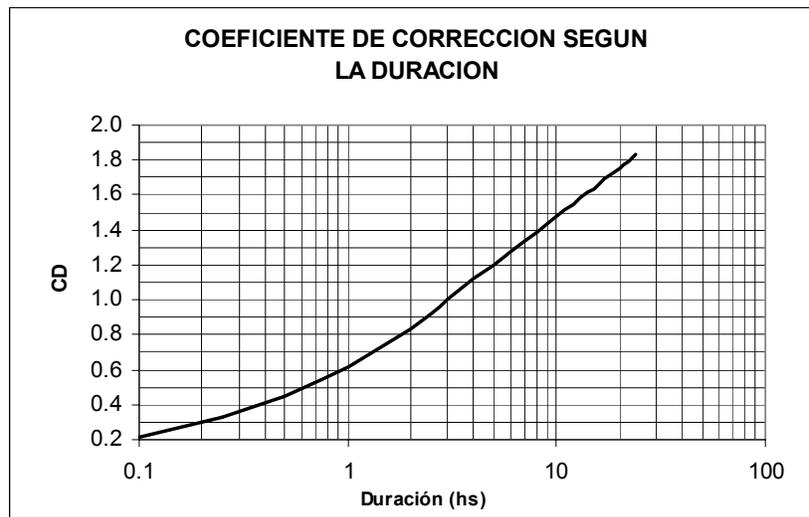


Figura 3.5 Coeficiente de corrección según la Duración

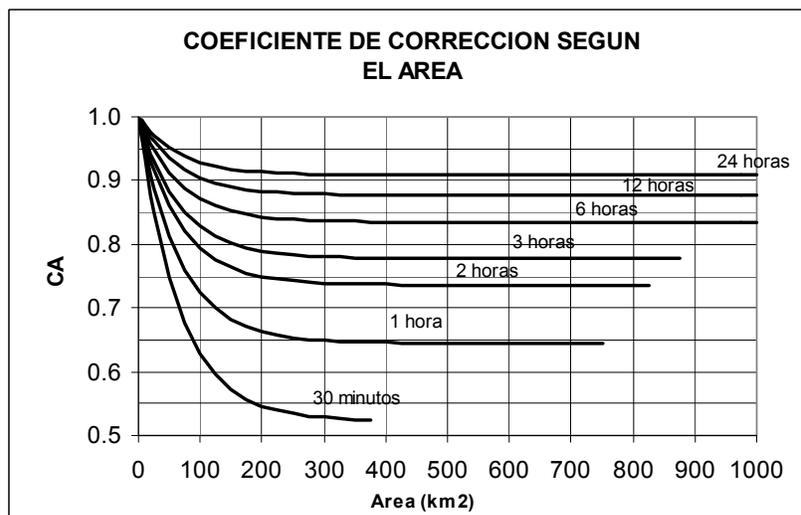


Figura 3.6 Coeficiente de corrección según la superficie de la cuenca

3.1.3 ESTIMACION DEL CAUDAL MAXIMO Y EL VOLUMEN DE ESCORRENTIA DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA

Si el tiempo de concentración es menor a 20 minutos se aplica el Método Racional y si es superior a 20 minutos el Método del SCS. Cuando el tiempo de concentración sea mayor a 20 minutos y el área de la cuenca de aporte sea menor a 400 has se deben verificar ambos métodos.

3.1.3.1 Por el Método Racional

Pendiente media de la cuenca

Para determinar el parámetro del Método Racional (coeficiente de escorrentía C) se utiliza la Tabla 3.2, por lo cual es necesario estimar la pendiente de la cuenca:

$$P_{\text{cuenca}} = 10 \frac{\text{LCN DH}}{A_c}$$

donde:

P_{cuenca}	- pendiente de la cuenca	(%)
DH	- diferencia de cotas entre las curvas de nivel seleccionadas	(m)
LCN	- longitud de todas las curvas de nivel con separación DH	(Km)
A_c	- superficie de la cuenca	(Ha)

Estimación de caudal máximo y del volumen de escorrentía

$$Q_{\text{max}} = \frac{C \cdot i \cdot A_c}{360} \quad \text{dond} \quad V_{\text{esc}} = \frac{4.81 Q_{\text{max}} t_c}{1000}$$

e:

Q_{max}	- caudal máximo	(m ³ /s)
C	- coeficiente de escorrentía, Tabla 3.2	(adim)
$i = P_{(t_c, T_r, p)} / t_c$	- intensidad para $d = t_c$	(mm/h)
V_{esc}	- volumen de escorrentía	(Hm ³)

Características de la superficie	Período de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2 %	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7 %	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7 %	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2 %	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7 %	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7 %	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivos							
Plano, 0-2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 3.2 Coeficientes de escorrentía (Extraído de la Tabla 15.1.1, Chow 1994)

3.1.3.2 Por el Método del SCS (NEH-4)

Número de curva

El Número de Curva del Método del SCS en la cuenca (Tabla 3.3) se estima a partir del Grupo Hidrológico del suelo y de su uso y cobertura. Para determinar el Grupo Hidrológico (Tabla 3.4) se debe conocer la Unidad de Suelo sobre la Carta de Suelos del Uruguay (2.1.1).

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria

Se aplica el Método de la Curva Número del SCS:

$$V_{esc} = \frac{(P_{(12t_c/7, Tr, p)} - I_a)^2}{(P_{(12t_c/7, Tr, p)} + 4 I_a)} A_c 10^{-5}$$

siendo:

$$I_a = 0.2 S \quad \text{y} \quad S = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

donde:

NC	- Número de Curva, Tabla 3.3 y Tabla 3.4	(adim)
S	- Retención máxima de agua en el suelo	(mm)
I_a	- Retención en el suelo al inicio del escurrimiento	(mm)
$P_{(12t_c/7, Tr, p)}$	- Precipitación para $d = 12 t_c / 7$ (3.1.2)	(mm)
A_c	- Superficie de la cuenca	(Ha)
V_{esc}	- volumen de escorrentía	(Hm ³)

Caudal máximo de la avenida extraordinaria

Según lo descrito en el Anexo B, se determinó la función aproximada del caudal máximo unitario específico:

$$q_{max} = 0.786 \frac{\left(1.223 - \frac{I_a}{P} \right)^2}{1.223 + 4 \frac{I_a}{P}}$$

a partir de Método del Hidrograma Unitario Triangular se calcula el caudal máximo de la avenida extraordinaria:

$$Q_{max} = 0.310 \frac{q_{max}}{t_c} P_{(t_c, Tr, p)} A_c 10^{-2}$$

Donde:

I_a	- Retención en el suelo al inicio del escurrimiento	(mm)
$P = P_{(t_c, Tr, p)}$	- Precipitación para $d = t_c$ (ver 3.1.2)	(mm)
A_c	- Superficie de la cuenca	(Ha)
t_c	- Tiempo de concentración	(horas)
q_{max}	- Caudal unitario específico	(m ³ /s/mm/Ha)
Q_{max}	- Caudal máximo de la avenida extraordinaria	(m ³ /s)

NUMERO DE CURVA PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS DE SUELO-VEGETACION (PARA LA CUENCA EN CONDICIONES II, Y $P_0 = 0.2 S$)

Uso de suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición Hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras (maíz, sorgo, soya, tomates, remolacha azucarera)	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	82
	CyT	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños (trigo, avena, lino, cebada)	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de praderas (Alfalfa)	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal (césped, parques, campos de golf)		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
Hierba con baja densidad y arbustos.			30	58	71	78
Bosques cubierta pobre		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
cubierta buena			59	74	82	86
Cascos de los ranchos			98	98	98	98
Parqueadores pavimentados, techos.			98	98	98	98
Calles y carreteras:						
Pavimentadas con cunetas y alcant.			98	98	98	98
Grava			76	95	89	91
Tierra			72	82	87	89
Areas comerciales (85% impermeable)			89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeable)			81	88	91	93
Residencial:						
< 0.05 Ha	65% impermeable		77	85	90	92
0.1 Ha	38% impermeable		61	75	83	87
0.13 Ha	30% impermeable		57	72	81	86
0.2 Ha	25% impermeable		54	70	80	85
0.4 Ha	20% impermeable		51	68	79	84

SR = Hileras rectas.

C = Por líneas de nivel.

CyT = Terrazas a nivel.

¹ Sembrados juntos o a boleto.

² Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%.

³ Optimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más.

⁴ Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.

⁵ Una cubierta buena esta protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

Tabla 3.3 Número de Curva del Método del SCS

Unidad Cartográfica de Suelos		GRUPO	Unidad Cartográfica de Suelos		GRUPO
Alferez	AF	C	Lechiguana	Le	D
Algorta	Al	C/D	Libertad	Li	C
Andresito	An	B	Los Mimbres	LM	C
Angostura	Ag	A/D	Manuel Oribe	MO	C
Aparicio Saravia	AS	C	Masoller	Ma	C
Arapey	Ay	D	Montecoral	Mc	D
Arroyo Blanco	AB	C	Palleros	Pll	C/D
Arroyo Hospital	AH	C	Paso Coelho	PC	D
Bacacúa	Ba	B	Paso Palmar	PP	B
Balneario Jaureguiberry	BJ	A	Pueblo el Barro	PB	D
Bañado de Farrapos	BF	D	Puntas de Herrera	PdH	C
Bañado de Oro	BO	C	Queguay Chico	QCh	D
Baygorria	By	C	Rincon de la Urbana	RU	C
Bellaco	Bc	D	Rincon de Ramirez	RR	D
Bequeló	Bq	C	Rincon Zamora	RZ	B/C
Blanquillo	Bl	C	Rio Branco	RB	D
Cañada Nieto	CñN	D	Rio Tacuarembó	RT	D
Capilla de Farruco	CF	B/D	Risso	Ri	D
Carapé	Ca	B	Rivera	Rv	B
Carpinteria	Cpt	D	Salto	St	D
Cebollatí	Cb	C	San Carlos	SC	C
Cerro Chato	CCh	B	San Gabriel-Guaycurú	SG-G	B
Colonia Palma	CP	C	San Jacinto	SJc	C
Constitución	Ct	A	San Jorge	SJo	C
Cuaró	Cr	D	San Luis	SL	D
Cuchilla Caraguatá	CCa	C	San Manuel	SM	C
Cuchilla Corrales	CCo	C	San Ramón	SR	D
Cuchilla de Corralito	CC	C/D	Santa Clara	SCI	B
Cuchilla de Haedo-P de los Toros	CH-PT	D	Sarandí de Tejera	SdT	B/C
Cuchilla Mangueras	CM	C	Sierra de Aiguá	SAg	D
Cuchilla Santa Ana	CSA	C	Sierra de Animas	SA	B
Curtina	Cu	D	Sierra de Mahoma	SMh	B
Chapicuy	Ch	B	Sierra de Polanco	SP	B/C
Ecilda Paullier-Las Brujas	EP-LB	C	Tacuarembó	Ta	C
El Ceibo	EC	D	Tala-Rodriguez	TI-Rd	C/D
El Palmito	EPa	C	Toledo	Tol	C
Espinillar	Ep	C	Tres Bocas	TB	C
Fraile Muerto	FM	C	Tres Cerros	TC	B/C
Fray Bentos	FB	C	Tres Islas	TI	B
India Muerta	IMu	D	Tres Puentes	TP	B/C
Isla Mala	IM	C	Trinidad	Tr	C/D
Islas del Uruguay	IU	D	Valle Aiguá	VA	C
Itapebi-Tres Arboles	I-TA	D	Valle Fuentes	VF	C
Jose Pedro Varela	JPV	C	Vergara	Ve	D
Kiyu	Ky	C/D	Villa Soriano	VS	C
La Carolina	LC	C/D	Yi	Yi	B/C
La Charqueada	LCh	D	Young	Yg	C
Laguna Merin	LMe	D	Zapallar	Zp	C
Las Toscas	LT	B	Zapicán	Za	C
Lascano	La	D			

Fuente A. Durán

Tabla 3.4 Grupo Hidrológico (según el SCS) de los suelos del Uruguay

3.2 LAMINADO DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA

Se asume que el hidrograma de la avenida extraordinaria es triangular, caracterizado por el caudal máximo (Q_{max}) y el volumen de escurrimiento (V_{esc}) y se considera que el vertido es lineal hasta alcanzar el caudal máximo vertido (Q_{vmax}). En el Anexo C el laminado se realiza sin éstas simplificaciones, las cuales se consideran adecuadas para el diseño de tajamares y presas pequeñas y medianas, según la Tabla 1. El grado de laminación (Q_{vmax}/Q_{max}) se determina a partir del volumen laminado (V_L), ver Figura 3.7, el que corresponde al volumen almacenado entre la cota de inicio del vertido (H_v) y la cota máxima de vertimiento (H_v+E) que se asume.

$$V_L = V(H_v + E) - V(H_v)$$

$$Q_{vmax} = (1 - V_L / V_{esc}) Q_{max}$$

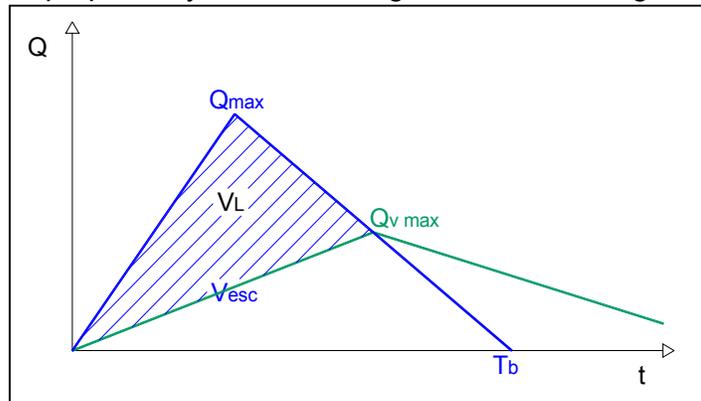


Figura 3.7 Determinación del caudal máximo vertido

Donde:

H_v	- Cota de inicio de vertido	(m)
E	- Lámina máxima de vertido	(m)
$V(H)$	- Función de volumen de almacenamiento	(Hm^3)
V_L	- Volumen laminado	(Hm^3)
V_{esc}	- Volumen de escurrimiento	(Hm^3)
Q_{max}	- Caudal máximo de la avenida extraordinaria	(m^3/s)
Q_{vmax}	- Caudal máximo vertido	(m^3/s)

3.3 CAUDAL ESPECIFICO DEL VERTEDERO

La estructura de vertimiento corresponde a un canal trapezoidal descrito por el ancho (B , m), la pendiente (S , adim) y la rugosidad de Manning (n). En la Figura 3.8 se presenta la solución gráfica de las ecuaciones de vertimiento (ver Anexo C.2), que determinan el caudal específico (q , $m^3/s/m$) por unidad de ancho del vertedero y la velocidad en el canal (v , m/s), asociada a una lámina de vertido en el embalse (E , m). Para limitar la erosión en el canal, la velocidad debe cumplir las restricciones de la Tabla 3.5.

En forma aproximada el cálculo se puede realizar por las ecuaciones (ver Anexo C):

$$\text{Si } K = (S/n^2)^{1/2} (2/3E)^{1/6} / g^{1/2} < 1 \quad q = K \left(3/(2+K^2) \right)^{5/3} (2/3E)^{3/2} g^{1/2}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad v = K \left(3/(2+K^2) \right)^{2/3} (2/3gE)^{1/2}$$

Cubierta Vegetal	Velocidad (m/s)	Cubierta Vegetal	Velocidad (m/s)
Escasa	Menor a 1.0	Por siembra	1.0 a 1.2
Variable	1.2 a 1.5	Bien establecida	1.5 a 1.8
Condiciones muy especiales			1.8 a 2.1

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, R.H. French, pp. 321 y 323

Tabla 3.5 Velocidades máximas en suelos empastados

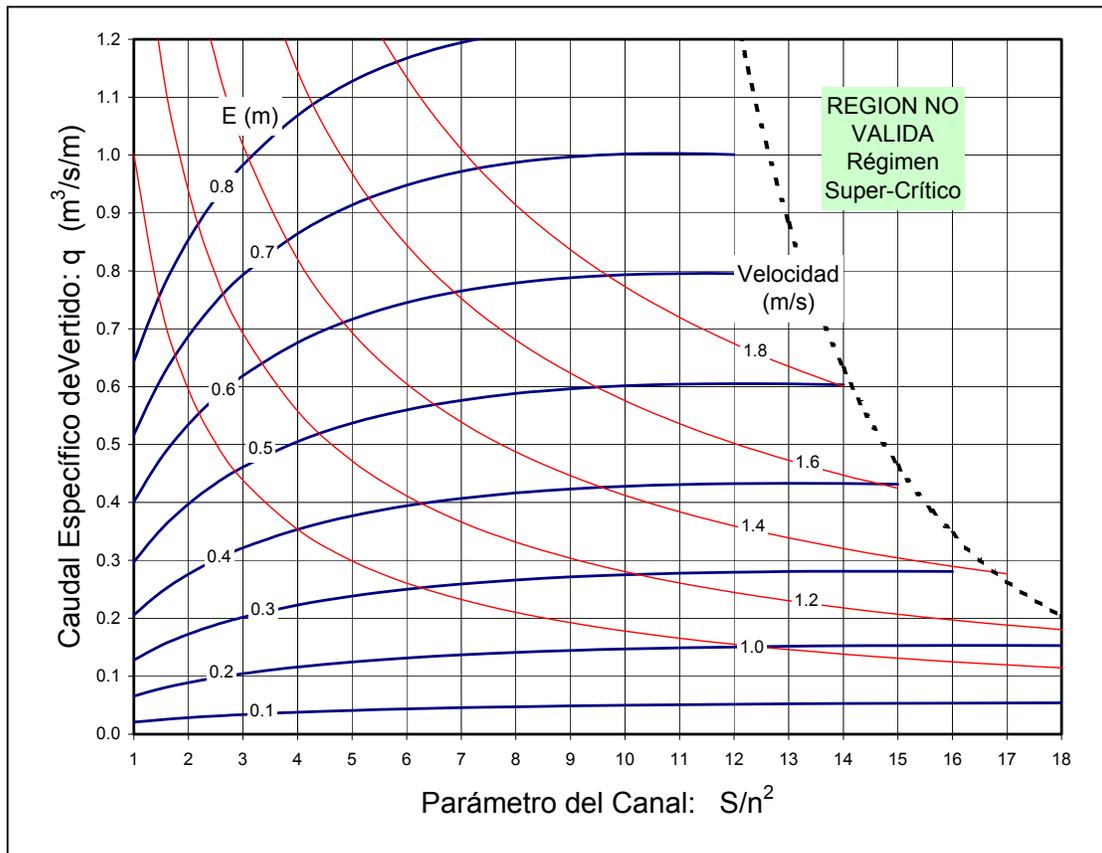
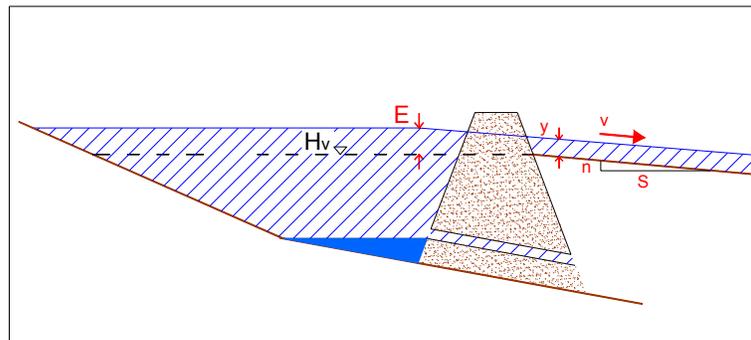


Figura 3.8 Determinación del caudal específico (q) en el canal vertedero

3.4 DETERMINACION DEL ANCHO DEL VERTEDERO

Del laminado de la avenida extraordinaria se tiene el caudal máximo vertido y de la ley de vertimiento se tiene el caudal específico por unidad de ancho, por tanto el ancho del vertedero queda definido por:

$$B = Q_{v_{\max}} / q \quad (\text{m})$$

Donde:

$Q_{v_{\max}}$	- Caudal vertido máximo	(m^3/s)
q	- Caudal específico por unidad de ancho del vertedero	($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
B	- Ancho del vertedero canal	(m)

A su vez, a partir de la cota de vertido, la pendiente del canal de vertido y la topografía aguas debajo de la represa se determina la longitud del canal de forma de restituir el agua al cauce natural.

3.5 ALTURA DE LA REPRESA

La altura de la represa (H_{presa}) resulta de sumar a la cota de inicio de vertido (H_v) la altura de revancha (H_{revancha}):

$$H_{\text{presa}} = H_v + H_{\text{revancha}}$$

La altura de revancha debe contemplar como mínimo la elevación del nivel debido a la descarga de la tormenta de diseño (E) y la altura de la ola producida en el lago.

La altura de ola depende de la morfometría del lago y su orientación respecto a los vientos dominantes, a través del Fetch: *Distancia en la que el viento puede actuar sobre la masa de agua del embalse. Una simplificación es definirlo sobre la normal al eje del terraplén.*

En la tabla adjunta se propone para diferentes Fetch el borde libre (BL) normal y mínimo a considerar de acuerdo al siguiente cálculo:

- La altura de revancha normal es el borde libre necesario para considerar el efecto de la ola máxima que se desarrolla con el embalse en la cota de inicio de vertido:

$$H_{\text{revancha}N} = BL_{\text{Normal}}$$

- La altura de revancha mínima es el borde libre necesario para considerar el efecto de la ola máxima que se desarrolla en el embalse cuando se vierte la avenida de diseño, lámina máxima de vertido (E):

$$H_{\text{revancha}M} = E + BL_{\text{Mínimo}}$$

Fetch (Km)	BL _{Normal} (m)	BL _{Mínimo} (m)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.1	3.0	2.1

Fuente: "Diseño de pequeñas represas"

La altura de revancha será el mayor de los dos valores calculados.

4. EJEMPLO

En la presente Sección se muestra un ejemplo de aplicación del manual, se escoge una región en el departamento de Artigas, y se plantea en ella una hipotética represa cuya finalidad es el riego de arroz.

4.1 DISEÑO DEL VOLUMEN A EMBALSAR

En este capítulo se sigue la metodología propuesta en la Sección 2 del manual.

4.1.1 CALCULO DEL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA DE APORTE

4.1.1.1 Datos necesarios para la aplicación del modelo

Precipitación Mensual

El pluviómetro mas cercano es el de la ciudad de Artigas, del que se cuenta con 30 años de datos mensuales.

Area de la cuenca de aporte

Utilizando la Hoja K-7 del Plan Cartográfico Nacional del Servicio Geográfico Militar, escala 1:50.000, se localiza el punto de cierre para el embalse y se delimita la cuenca de aporte (ver Figura 4.1). Las coordenadas del cierre de la cuenca son: X = 453500 e Y = 6592350

El área de la cuenca de aporte es igual a: 2619 ha.

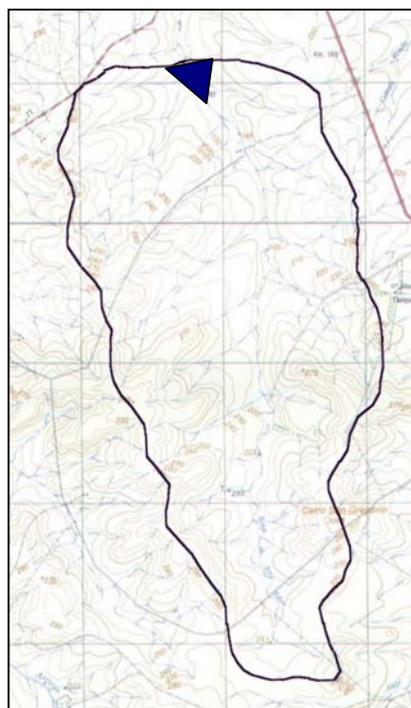
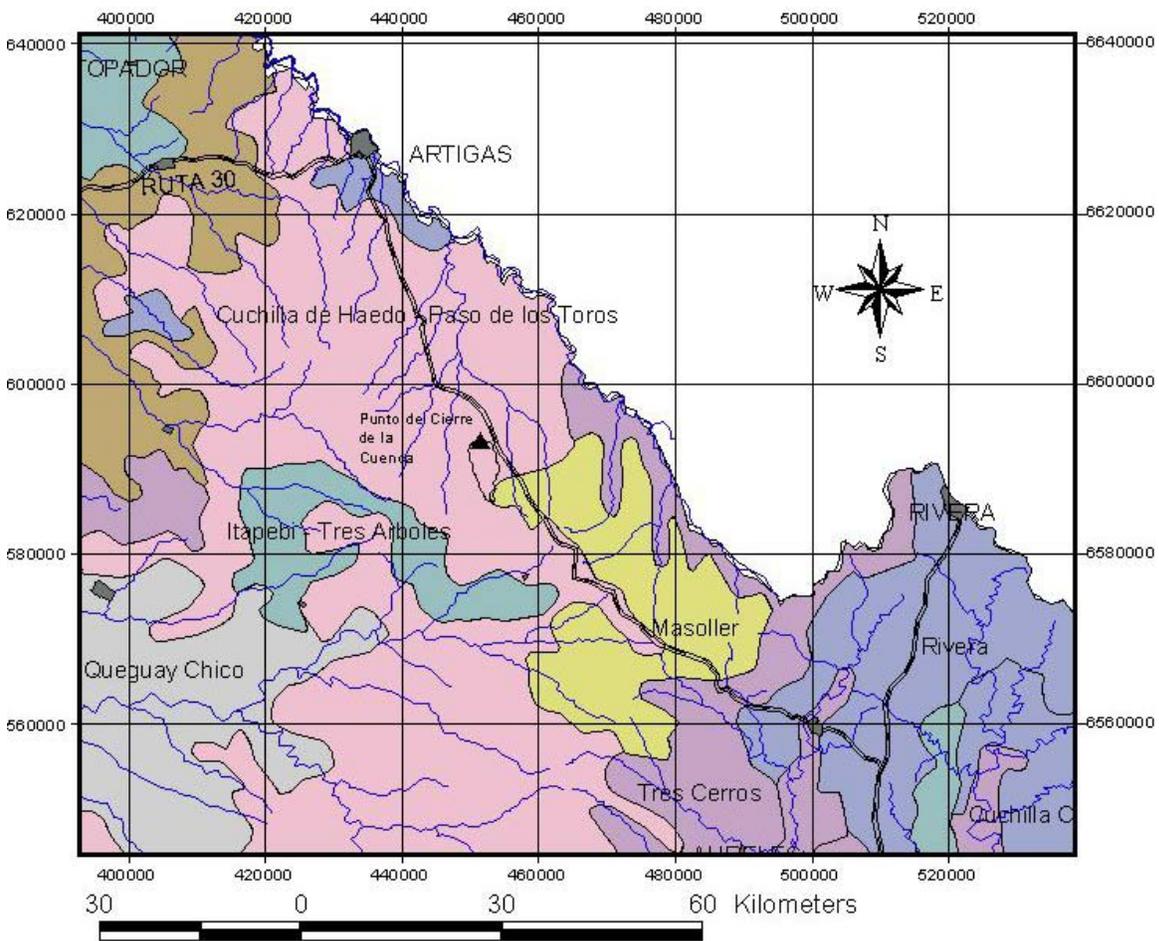


Figura 4.1 Parteaguas de la cuenca.

Agua Disponible

Superponiendo el parteagua de la cuenca en la carta de suelos 1:1.000.000 (Figura 2.1), se identifican los suelos presentes en la cuenca y la superficie ocupada (Figura 4.2), y a partir del Tabla 2.1 se determinan sus valores de Agua Disponible y ponderando por el área se determina el Agua Disponible promedio de la cuenca (Figura 4.2)



Unidad Cartográfica de Suelos	Agua Disponible	Area ocupada
(escala 1:1000000)	(mm)	(ha)
Cuchilla de Haedo – Paso de Los Toros	21.5	157
Masoller	52.1	2461
Agua Disponible de la cuenca	50.3	

Figura 4.2 Unidades de suelo presentes en la cuenca

Ciclo anual medio de evapotranspiración potencial

A partir del Figura 2.2 se determina la ETP_m de la cuenca, en la Figura 4.3 se presenta una ampliación de la misma: ETP_m = 105.5 mm/mes

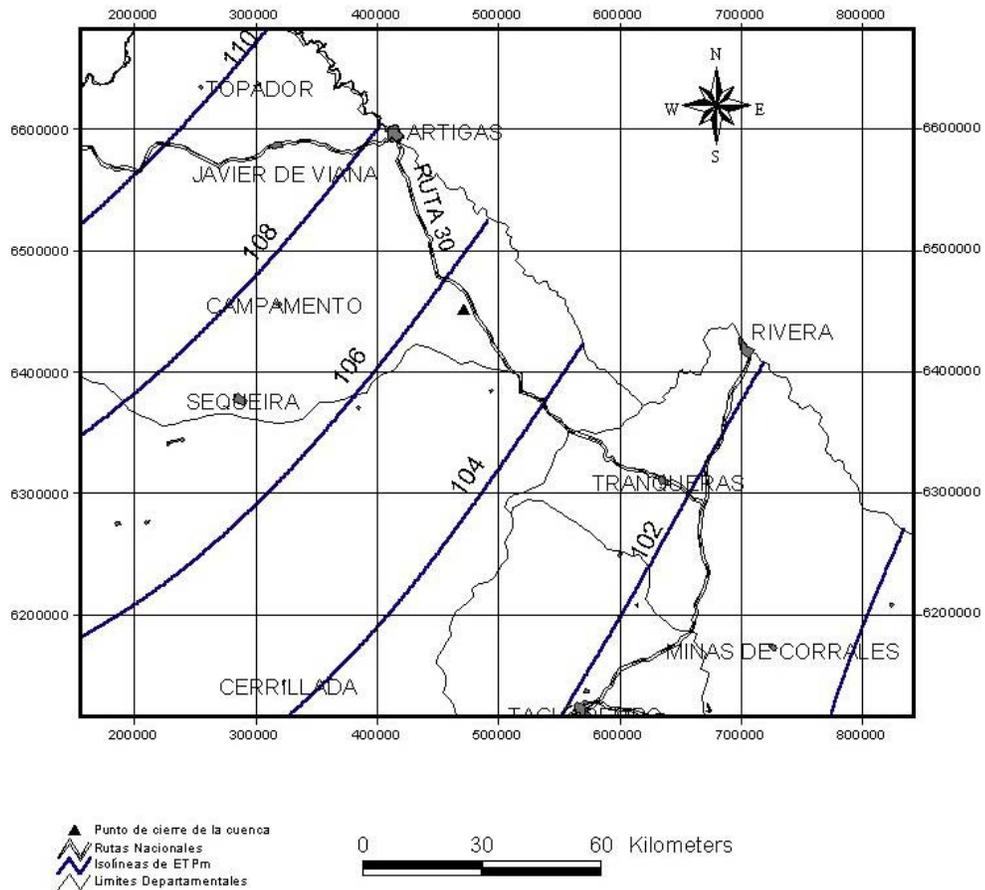


Figura 4.3 ETP_m en la cuenca

El ciclo medio de evapotranspiración potencial de la cuenca se calcula multiplicando los coeficientes de distribución del ciclo anual de ETP (parte inferior del Figura 2.2) por la ETP_m.

		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Ciclo medio ETP	adim	1.88	1.56	1.37	0.88	0.58	0.36	0.37	0.47	0.61	0.94	1.25	1.72
	mm/mes	198.3	164.6	144.5	92.8	61.2	38.0	39.0	49.6	64.4	99.2	131.9	181.5

4.1.1.2 Modelo precipitación-escorrentía (Temez)

Mediante el modelo de Temez precipitación-escorrentía (ver 2.1), aplicado a la cuenca, se estiman los aportes al embalse.

Determinación de los parámetros del modelo (ver 2.1.3)

A partir del valor de Agua Disponible se determina el valor de H_{\max} :

$$H_{\max} = 0.9161 \times 50.3 \text{ mm} = 46.1 \text{ mm}$$

Se consideran de 2.1.3: $CPo = 0.30$ $I_{\max} = 386 \text{ mm}$ $\alpha = 2.325 \frac{1}{\text{mes}}$

Planilla de cálculo

De acuerdo a lo expuesto en 2.1.3 se implementa la planilla de cálculo para determinar la escorrentía en Hm^3/mes . Se presentan a continuación los cálculos correspondientes a los primeros 25 meses.

		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII
Año	Mes	ETP	Prec.	□	Po	T	H	ETR	I	Asup	V	Asub	A	Volumen
		mm/mes	mm/mes											Hm3
							0				0.00			
1	1	198.3	40	244.38	13.82	2.67	0.00	37.33	2.65	0.02	0.83	1.82	1.84	0.05
1	2	164.6	0	210.68	13.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.75	0.75	0.02
1	3	144.5	143	190.58	13.82	54.54	0.00	88.46	47.79	6.75	14.95	32.92	39.67	1.04
1	4	92.8	58	138.88	13.82	11.53	0.00	46.47	11.20	0.33	4.96	21.19	21.52	0.56
1	5	61.2	60	107.28	13.82	15.27	0.00	44.73	14.69	0.58	5.08	14.57	15.16	0.40
1	6	38.0	63	84.08	13.82	20.25	4.75	38.00	19.24	1.01	6.51	17.81	18.81	0.49
1	7	39.0	121	80.33	12.40	66.81	19.94	39.00	56.95	9.86	18.45	45.02	54.88	1.44
1	8	49.6	52	75.74	7.84	17.40	4.94	49.60	16.65	0.75	7.01	28.09	28.84	0.76
1	9	64.4	119	105.54	12.34	56.92	2.62	64.40	49.61	7.31	16.20	40.42	47.73	1.25
1	10	99.2	75	142.66	13.04	20.04	0.00	57.58	19.05	0.99	7.54	27.71	28.70	0.75
1	11	131.9	102	177.98	13.82	30.81	0.00	71.19	28.53	2.28	9.66	26.42	28.69	0.75
1	12	181.5	109	227.58	13.82	29.32	0.00	79.68	27.25	2.07	9.47	27.45	29.52	0.77
2	1	198.3	199	244.38	13.82	82.48	0.00	116.52	67.96	14.52	22.18	55.25	69.77	1.83
2	2	164.6	226	210.68	13.82	110.06	0.00	115.94	85.64	24.42	28.95	78.87	103.29	2.71
2	3	144.5	123	190.58	13.82	41.69	0.00	81.31	37.62	4.06	14.60	51.98	56.04	1.47
2	4	92.8	49	138.88	13.82	7.72	0.00	41.28	7.57	0.15	3.79	18.37	18.52	0.49
2	5	61.2	215	107.28	13.82	137.36	16.44	61.20	101.31	36.05	32.05	73.05	109.11	2.86
2	6	38.0	63	67.64	8.89	25.94	15.50	38.00	24.31	1.63	10.73	45.62	47.26	1.24
2	7	39.0	45	69.58	9.18	13.34	8.16	39.00	12.89	0.45	5.08	18.55	18.99	0.50
2	8	49.6	70	87.52	11.38	25.50	3.06	49.60	23.92	1.58	7.98	21.02	22.61	0.59
2	9	64.4	111	107.42	12.91	49.96	0.00	64.10	44.23	5.72	14.61	37.60	43.32	1.13
2	10	99.2	69	145.28	13.82	16.31	0.00	52.69	15.65	0.66	6.32	23.94	24.60	0.64
2	11	131.9	286	177.98	13.82	169.78	0.00	116.22	117.91	51.86	37.49	86.75	138.61	3.63
2	12	181.5	87	227.58	13.82	18.66	0.00	68.34	17.80	0.86	9.23	46.06	46.92	1.23
3	1	198.3	88	244.38	13.82	18.06	0.00	69.94	17.25	0.81	6.30	20.18	20.99	0.55

4.1.2 BALANCE HIDRICO MENSUAL EN EL EMBALSE

Geometría del vaso del embalse

A partir del relevamiento topográfico del vaso del embalse se obtiene la curva de superficie en función de la cota:

Cota	(m)	1.2	2.2	3.2	4.2	5.2	6.2
Área	(ha)	37.7	84.4	135.9	177.0	224.6	300.9

Por mínimos cuadrados se aproxima la tabla por una función de la forma:

$$A_{\text{emb}}(H) = 32.25 H^{1.21}$$

El volumen embalsado (Hm^3) en función de la cota está dado por:

$$V_{\text{emb}} = 0.146 H^{2.21}$$

Caracterización de la represa

Queda caracterizada por la cota de toma (H_t), la cota de vertido (H_v) y el volumen almacenado entre ambas cotas (V_{max})

$$H_t = 0.5 \text{ m}$$

$$H_v = 6.0 \text{ m}$$

$$V_{\text{max}} = 7.66 \text{ Hm}^3$$

Caracterización de la demanda

Se consideró una demanda típica de un cultivo de arroz y una eficiencia en el sistema de riego, con lo cual se determinó la demanda en la represa:

Demanda (v_{di}) (mm/mes)											
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
318	153	47	0	0	0	0	0	0	59	212	388

El volumen de demanda queda caracterizado por la superficie a regar (A_r), que a los efectos de discutir la garantía del embalse de soportar la demanda se considerará de 700, 800, 900, 1000 y 1100 há:

$$V_{di} = v_{di} A_r$$

Evaporación mensual en el embalse

Para la estimación de la evaporación en el embalse (2.2) se considerará la evaporación de tanque (E_t) en Artigas según el Tabla 2.2:

Estación	Evaporación mensual de tanque A (mm/mes)											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
ARTIGAS												
E_t	252.7	188.2	169.5	104.5	73.2	58.6	72.6	103.5	122.7	164.1	205.8	256.6
E_v	176.9	131.7	118.7	73.2	51.2	41.0	50.8	72.5	85.9	114.9	144.1	179.6

Aportes mensuales de agua al embalse

Como aporte al embalse se tiene:

el aporte de la cuenca (4.1.1.2):

la precipitación en el embalse:

 $V_{esc\ i}$
 P_i

Balance Hídrico

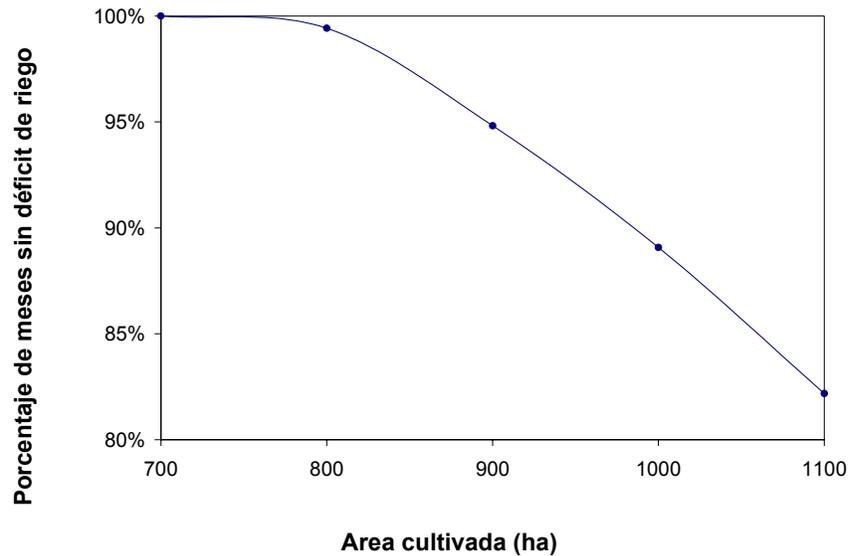
A partir del diagrama de flujo propuesto en 2.2, es posible programar el balance hídrico en una planilla como la que se ejemplifica a continuación, donde no se consideró caudal de servidumbre ni infiltración en el vaso y en el dique:

año	mes	Prec. (mm)	Esc. (Hm3)	Evap. (mm)	Dem. (mm)	Dem. (Hm3)	$V_{emb_{i-1}} + V_{esc\ i} - V_{d\ i}$ (Hm3)	H* (m)	Aemb* (Ha)	Aemb _i (Ha)	Vemb* (Hm3)	Vv _i (Hm3)	Vemb _i (Hm3)	Vr _i (Hm3)
										0			0	
1	1	40	0.05	252.7	318	3.49	-3.45	0.00	0	0	-3.45	0.00	0.03	0.02
1	2	0	0.02	188.2	153	1.68	-1.63	0.00	0	0	-1.63	0.00	0.03	0.02
1	3	143	1.04	169.5	47	0.52	0.55	1.83	67	33	0.55	0.00	0.55	0.52
1	4	58	0.56	104.5	0	0.00	1.11	2.51	98	66	1.09	0.00	1.09	0.00
1	5	60	0.40	73.2	0	0.00	1.48	2.86	115	90	1.48	0.00	1.48	0.00
1	6	63	0.49	58.6	0	0.00	1.97	3.25	134	112	1.97	0.00	1.97	0.00
1	7	121	1.44	72.6	0	0.00	3.41	4.16	181	147	3.43	0.00	3.43	0.00
1	8	52	0.76	103.5	0	0.00	4.19	4.57	203	175	4.10	0.00	4.10	0.00
1	9	119	1.25	122.7	0	0.00	5.35	5.10	232	203	5.32	0.00	5.32	0.00
1	10	75	0.75	164.1	59	0.65	5.43	5.14	234	218	5.28	0.00	5.28	0.65
1	11	102	0.75	205.8	212	2.33	3.70	4.32	189	204	3.56	0.00	3.56	2.33
1	12	109	0.77	256.6	388	4.27	0.06	0.66	20	112	-0.05	0.00	0.03	4.19
2	1	199	1.83	252.7	318	3.49	-1.64	0.00	0	56	-1.66	0.00	0.03	1.80
2	2	226	2.71	188.2	153	1.68	1.05	2.45	95	76	1.05	0.00	1.05	1.68
2	3	123	1.47	169.5	47	0.52	2.00	3.27	135	105	1.94	0.00	1.94	0.52
2	4	49	0.49	104.5	0	0.00	2.43	3.57	150	128	2.37	0.00	2.37	0.00
2	5	215	2.86	73.2	0	0.00	5.23	5.05	229	178	5.33	0.00	5.33	0.00
2	6	63	1.24	58.6	0	0.00	6.57	5.60	259	219	6.51	0.00	6.51	0.00
2	7	45	0.50	72.6	0	0.00	7.01	5.77	269	244	6.95	0.00	6.95	0.00
2	8	70	0.59	103.5	0	0.00	7.54	5.96	280	262	7.47	0.00	7.47	0.00
2	9	111	1.13	122.7	0	0.00	8.61	6.33	301	281	8.56	0.90	7.65	0.00
2	10	69	0.64	164.1	59	0.65	7.65	6.00	282	282	7.45	0.00	7.45	0.65
2	11	286	3.63	205.8	212	2.33	8.75	6.38	303	292	8.76	1.11	7.65	2.33
2	12	87	1.23	256.6	388	4.27	4.61	4.77	214	253	4.26	0.00	4.26	4.27
3	1	88	0.55	252.7	318	3.49	1.31	2.70	107	180	1.12	0.00	1.12	3.49

4.1.3 SATISFACCION DE LA DEMANDA

El grado de satisfacción de la demanda se analiza estadísticamente por el nivel de cumplimiento de la misma durante el período en que se realiza el balance hídrico mensual en el embalse, caracterizado éste por sus cotas de toma y de vertido.

Fijadas las cotas de toma y de vertido, a partir de los volúmenes realmente disponibles para riego se puede describir el porcentaje de meses en que la demanda no fue satisfecha según el área cultivada:



Cambiando las características de la obra, esencialmente por la cota de vertido, es posible contrastar los beneficios del área cultivada y costo de la obra, conociendo el riesgo de cada alternativa.

4.2 DISEÑO DEL ALIVIADERO

4.2.1 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE ESCORRENTIA Y CAUDAL MAXIMO DE LA AVENIDA EXTREMA

4.2.1.1 Tiempo de Concentración

Se calcula a partir de la fórmula de Kirpich, para la cual se debe determinar en la carta 1:50.000 la longitud del cauce principal, y su diferencia de cotas (se realiza a partir de 4.1.1.1), estas resultan ser:

$$L = 10.3 \text{ Km}$$

$$\Delta H = 95 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.4 (10.3 \text{ Km})^{0.77} (95 \text{ m} / 10.3 \text{ Km} / 10)^{-0.385} = 2.49 \text{ horas}$$

Dado el tamaño de la cuenca y el valor de t_c se aplicará el método del SCS.

4.2.1.2 Precipitación máxima

A partir del mapa de isoyetas de la Figura 3.3 se determina $P_{3,10} = 93.5$ mm. Este valor se corrige mediante los factores de corrección de la precipitación según:

Período de retorno de 100 años

$$CT_{(T_r)} = 0.5786 - 0.4312 \times \log \left[\text{Ln} \left(\frac{100}{100 - 1} \right) \right] = 1.44$$

La duración, igual al tiempo de concentración (< 3 hs)

$$CD_{(t_c)} = \frac{0.6208 \times 2.49}{(2.49 + 0.0137)^{0.5639}} = 0.92$$

La superficie de la cuenca y la duración

$$CA_{(A_c, t_c)} = 1.0 - 0.3549 \times 2.49^{-0.4272} \times (1.0 - e^{(-0.15 \times 2619 / 1000)}) = 0.922$$

La precipitación para t_c queda dada por:

$$P_{(t_c, T_r, p)} = 93.5 \times 1.44 \times 0.92 \times 0.922 = 114.2 \text{ mm}$$

En forma similar la precipitación para $12 t_c / 7 = 4.27$, queda dada por:

$$P_{(12t_c/7, T_r, p)} = 93.5 \times 1.44 \times 1.14 \times 0.937 = 143.8 \text{ mm}$$

4.2.1.3 Estimación del caudal máximo y el volumen de escorrentía

Como el tiempo de concentración es mayor a 20 minutos, y el área de la cuenca de aporte es superior a 400 ha se utiliza el método el SCS para estimar el caudal máximo y el volumen de escorrentía.

Estimación del Número de Curva

Según la Tabla 3.3 se determina el Grupo Hidrológico de los suelos presentes en la cuenca, y a partir de éste su Número de Curva según la Tabla 3.4. Considerando que los suelos están cubiertos por pradera en condición buena, el Número de Curva es:

Unidad Cartográfica de Suelos	Grupo	Número de Curva SCS	Area ocupada
(escala 1:1000000)			(ha)
Cuchilla de Haedo – Paso de Los Toros	D	80.0	157
Masoller	C	74.0	2461
Número de Curva SCS		74.4	

A partir del número de curva se determina el término $I_a = 0.2 S$:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{74.4} - 10 \right) = 87.4 \quad ; \quad I_a = 17.5$$

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria

Según 3.1.3.2, calculada la precipitación ($P_{12tc/7}$) y determinado el término I_a :

$$V_{esc} = \frac{(143.8 - 17.5)^2}{(143.8 + 4 \times 17.5)} 2619 \times 10^{-5} = 1.95 \text{ Hm}^3$$

Caudal máximo de la avenida extraordinaria

Se determina el parámetro de inicio de escurrimiento:

$$I_a / P = 17.5 / 114.2 = 0.153$$

A partir de la Figura 3.7 o de la ecuación correspondiente se determina el caudal específico máximo:

$$q_{max} = 0.786 \frac{(1.223 - 0.153)^2}{1.223 + 4 \times 0.153} = 0.490$$

El caudal máximo de la avenida extraordinaria está dado por:

$$Q_{max} = 0.310 \frac{0.490}{2.49} 114.2 \times 2619 \times 10^{-2} = 182.4$$

4.2.2 LAMINADO DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA Y DETERMINACIÓN DEL ANCHO DEL VERTEDERO

Una vez determinados el caudal máximo y el volumen de escorrentía se diseña el canal vertedero. Asociado a la cota de inicio de vertido del embalse (6 metros), de acuerdo a lo planteado en la Figura 3.2, se implementa el siguiente esquema de cálculo:

E (m)	VL (Hm3)	Qvmax (m3/s)	k	q	v	B (m)
0.40	1.17	73	0.73	0.42	1.32	174
0.50	1.48	44	0.76	0.59	1.52	74
0.45	1.33	58	0.75	0.50	1.42	116
0.44	1.30	61	0.74	0.49	1.41	125

Los valores de V_L y Qv_{max} se obtienen a partir de las ecuaciones planteadas en 3.2,

$$V_L = V(6.00 + 0.40) - V(6.00) = 1.17 \quad Qv_{max} = (1 - 1.17 / 1.95) \times 182.4 = 73$$

Para el cálculo del caudal específico q se consideró un canal vertedero con un coeficiente de Manning de 0.035 y se estimó una pendiente de 0.01, con lo cual el valor de S/n^2 es de 8.16. A partir de 3.3 para $E=0.40$

$$K = (0.01/0.035^2)^{1/2} (2/3 \cdot 0.4)^{1/6} / g^{1/2} = 0.73$$

$$q = 0.73 (3/(2 + 0.73^2))^{5/3} (2/3 \cdot 0.4)^{3/2} g^{1/2} = 0.42 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

$$v = 0.73 (3/(2 + 0.73^2))^{2/3} (2/3 \cdot 0.4)^{1/2} = 1.32 \text{ m/s}$$

A partir de 3.4 se determina el ancho del vertedero:

$$B = \frac{73}{0.41} = 174 \text{ m}$$

Analizando para distintos valores de E , se propone la construcción de un canal vertedero de 125 m de base, empastado y con una pendiente de 0.01 (1%), este canal tendrá una velocidad máxima de 1.41 m/s y un incremento máximo sobre la cota de inicio de vertido de 0.44 m.

4.2.3 DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DEL CANAL VERTEDERO

La determinación de la longitud del canal de vertido se debe hacer de forma de restituir el agua al cauce natural. Para el cálculo se deben considerar la cota de vertido, la pendiente del canal de vertido y la topografía aguas debajo de la represa.

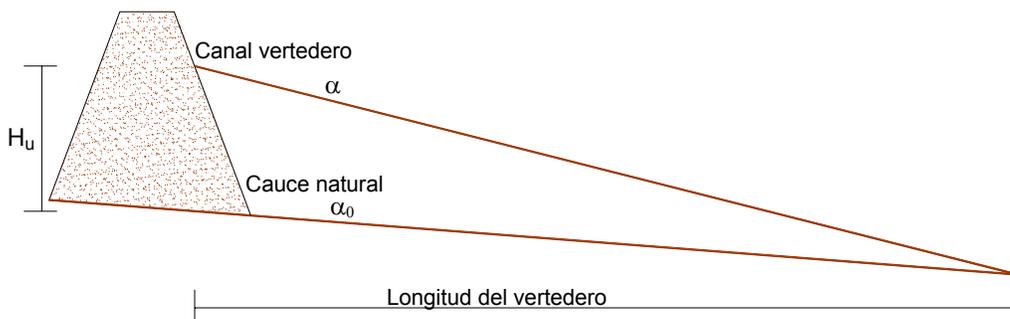
Cota de vertido = $H_v = 6.0 \text{ m}$

$\text{tg}\alpha =$ Pendiente del canal: 0.01 (1%)

Topografía aguas debajo de la presa: se debe considerar la pendiente del último tramo del cauce, comprendido entre las curvas de nivel aguas arriba y aguas abajo del punto de cierre.

$\text{tg}\alpha_0 =$ Pendiente del cauce: 0.002 (0.2%)

Se realiza el cálculo según el siguiente esquema:



Por lo tanto:

$$\text{Longitud del canal vertedero} = H_v / (\text{tg}\alpha - \text{tg}\alpha_0) = 750\text{m}$$

4.2.4 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA PRESA

$$\text{Fetch} = 4000 \text{ m}$$

$$E = 0.44 \text{ m}$$

$$H_v = 6.0 \text{ m}$$

De la tabla de la sección 3.5 se determinan los valores:

$$BL_{\text{Normal}} = 1.8 \text{ m}$$

$$BL_{\text{Mínimo}} = 1.5 \text{ m}$$

$$H_{\text{revancha N}} = BL_{\text{Normal}} = 1.8 \text{ m}$$

$$H_{\text{revancha M}} = E + BL_{\text{Mínimo}} = 0.44 + 1.5 = 1.94 \text{ m}$$

Seleccionando la máxima revancha se calcula la altura total de la presa:

$$H_{\text{presa}} = H_v + H_{\text{revancha}} = 6.0 + 1.94 = 7.94\text{m}$$

CONCLUSIONES

A partir de lo expuesto en el presente Manual, se puede concluir que los principales pasos a seguir en el diseño de tajamares y represas, son los siguientes:

Demanda y localización de la obra

- Definir tipo y cantidad de demanda de agua.
- Selección del sitio donde se localizaría la represa.
- Relevamiento topográfico del vaso, y determinación de las funciones de volumen de almacenamiento y superficie del embalse.
- Determinación de la superficie de la cuenca, longitud y pendiente del cauce principal, tipos de suelos y superficie ocupada en la cuenca.

Dimensiones del embalse

- Selección de un pluviómetro representativo de la cuenca y obtención de por lo menos los últimos 30 años de registros mensuales de lluvia.
- Caracterización de la demanda mensual de agua, por ejemplo para un cultivo, a través del consumo por hectárea y por mes, área sembrada y eficiencia del sistema de riego.
- Selección del tanque evaporímetro representativo del embalse.
- Determinación del volumen mensual de escurrimiento de la cuenca de aporte (Método de Temez). Es necesario determinar el Agua Disponible de los suelos de acuerdo al tipo de suelo.
- Determinar el grado de cumplimiento de la demanda a través de un balance hídrico en el embalse, caracterizado éste por las cotas de toma y de vertido.

Dimensiones del vertedero canal y altura de la represa

- Determinación del tiempo de concentración de la cuenca.
- Determinación del período de retorno que caracteriza la avenida extraordinaria que se utiliza para diseñar la obra de vertido.
- A partir de las curvas IDF cálculo de la precipitación correspondiente al período de retorno seleccionado y a una duración igual al tiempo de concentración.
- Determinación del caudal máximo y el volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria. Elección del método de acuerdo a la superficie de la cuenca y el tiempo de concentración. Según el Método Racional es necesario determinar la pendiente media de la cuenca para seleccionar el coeficiente de escorrentía. Según el Método del SCS es necesario determinar el Número de Curva que depende de la cobertura, tratamiento, condición hidrológica y tipo de suelo.
- Laminado de la crecida en el embalse, determinación del caudal de vertido máximo asociado a la cota máxima de vertido (lámina de vertido).
- Determinación del caudal específico y velocidad en el vertedero canal, asociados a la lámina de vertido y las características del canal (rugosidad y pendiente).
- Selección del ancho del vertedero canal, y longitud del canal de vertido, analizando diferentes láminas de vertido y velocidades en el canal.
- Cálculo de la altura de la represa estimando la altura de revancha.

BIBLIOGRAFIA

- **Bureau of Reclamation**, “Diseño de pequeñas presas”, Compañía Editorial Continental S. A. México, 1966.
- **Chow, V.T.; Maidment, D.; Mays L.**, “Hidrología Aplicada.”, McGraw-Hill Interamericana S. A., 1994.
- **Dirección de Suelos y Aguas del MGAP**; “Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay a escala 1:1.000.000”, 1976.
- **Durán A.**, “Clasificación en grupos hidrológicos de los suelos del Uruguay”, Publicación de la Facultad de Agronomía. Area de Suelos y Aguas, Cátedra de Edafología, 1996.
- **French, R.H.**; “Hidráulica de canales abiertos”, McGraw-Hill Interamericana S. A., 1993.
- **Genta J, F. Charbonnier & A. Rodríguez**, “Precipitaciones máximas en el Uruguay”, Congreso Nacional de Vialidad, 1998.
- **Genta J.L., F. Charbonnier & N. Failache**; “Modelo Regional de Balance Hídrico Mensual para Cuencas no Aforadas en Uruguay”. IV Congreso Internacional de Ingeniería Agrícola, Universidad de Concepción, Chillán, Chile, 9-11 de mayo de 2001.
- **IMFIA-DNH-PHI-UNESCO**; “Balances Hídricos Superficiales en Cuencas del Uruguay”, 2002, <http://www.unesco.org.uy/phi/act1a.htm>
- **Molfino J.H.; Califra A.**; “Agua Disponible de las Tierras del Uruguay”, División de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca Mayo de 2001.
- **Soil Conservation Service (SCS)**, “National Engineering Handbook: Section 4, Hydrology”, (NEH-4), United States Department of Agriculture (USDA), 1985.
- **Temez J.R.**; “Modelo matemático de transferencia precipitación aportación”. ASINEL 1977.
- **United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service**, Handbook 590 “Ponds - Planning, Design, and Construction”, 1997
- **W. Fernandez, R. M. Vogel & A. Sankarasubramanian**; “Regional calibration of a watershed model”, Hydrological Sciences—Journal—des Sciences Hydrologiques, 45(5) October 2000, pp. 689–708.

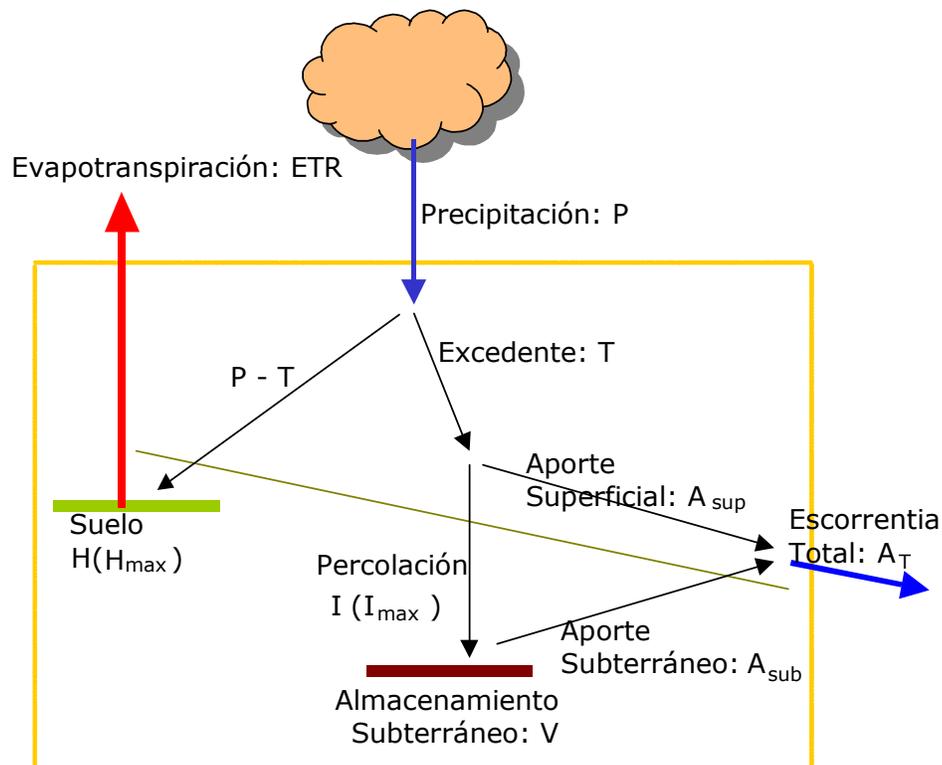
A. MODELO MENSUAL DE PRECIPITACION ESCURRIMIENTO: MODELO DE TEMEZ

A.1 ESTRUCTURA DEL MODELO

El modelo de balance hídrico propuesto por Temez (Temez, 1977), es un modelo de pocos parámetros, expresado en forma agregada, ya que trabaja con valores medios de las variables y parámetros (o sea no considera la distribución espacial de los mismos). Reproduce el ciclo hidrológico de manera continua en el tiempo de una manera simple y conceptual.

El modelo considera dos capas de suelo, una superior no saturada, y una inferior saturada. Estas dos capas pueden ser consideradas como embalses, generadoras de un flujo superficial rápido y lento respectivamente.

En la siguiente figura se describe conceptualmente el funcionamiento del modelo. Como se observa del total de la precipitación (P), una parte ($P-T$) es almacenada en la primera capa de suelo, determinando un contenido de humedad del suelo una vez generada la evapotranspiración. El excedente (T) se distribuye entre el escurrimiento superficial (A_{sup}) y la percolación (I).



La propuesta de Temez es sobre la forma en que se representa el excedente (T):

$$T_i = 0 \quad \text{si } P_i \leq P_{oi}$$

$$T_i = \frac{(P_i - P_{oi})^2}{P_i + \delta_i - 2P_{oi}} \quad \text{si } P_i > P_{oi}$$

siendo

$$\delta_i = H_{\max} - H_{i-1} + ETP_i$$

y

$$P_{oi} = CPo (H_{\max} - H_{i-1})$$

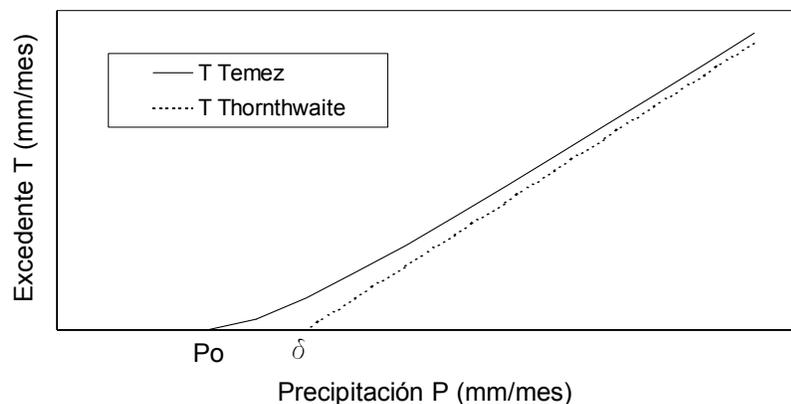
donde P_i es la precipitación en el mes i , T_i es el excedente en el mes i , H_{\max} es la capacidad máxima de retención de agua en el suelo (primer parámetro del modelo), H_{i-1} es la humedad en el suelo al final del mes $i-1$, ETP_i es la evapotranspiración potencial en el mes i , siendo CPo es el segundo parámetro del modelo.

Thornthwaite y Mather en 1945 habían propuesto una ley representativa de valores altos de precipitación:

$$T_i = 0 \quad \text{si } P_i \leq \delta_i$$

$$T_i = P_i - \delta_i \quad \text{si } P_i > \delta_i$$

La ley propuesta por Temez, asintótica a la propuesta por Thornthwaite, considera en forma más realista los valores pequeños de precipitación, ya que como se muestra en la representación gráfica es capaz de generar excedente, para menores valores de P .



Una vez estimado el excedente, la humedad del suelo al final del período se obtiene mediante el siguiente balance.

$$H_i = \text{Max}(0, H_{i-1} + P_i - T_i - ETP_i)$$

Análogamente se obtiene la evapotranspiración real, imponiendo la condición de que su máximo es la potencial.

$$ETR_i = \min(H_{i-1} + P_i - T_i, ETP_i)$$

El modelo adopta una ley de percolación (I) al almacenamiento subterráneo que es función del excedente (T) y del parámetro I_{max} , que es el tercer parámetro del modelo. Esta ley es de la forma:

$$I_i = I_{max} \frac{T_i}{T_i + I_{max}}$$

Esta ley asegura que la percolación aumenta con el excedente, pero tiene como asíntota horizontal $I=I_{max}$.

La percolación (I) se convierte en potencial recarga para el almacenamiento subterráneo, dado que una parte importante puede ser devuelto al escurrimiento de ese período, en tanto que el resto es escurrimiento superficial drenado directamente por el cauce (T-I):

$$A_{supi} = T_i - I_i$$

El almacenamiento subterráneo, al igual que el suelo vegetal, es una capa capaz de retener agua y también de entregarla. Para la distribución entre ambos se hace la hipótesis de que la cantidad de agua que se entrega (Q) es proporcional al volumen almacenado (V), definiéndose el cuarto parámetro (α). Esta hipótesis y el balance de masa lleva al siguiente sistema de ecuaciones.

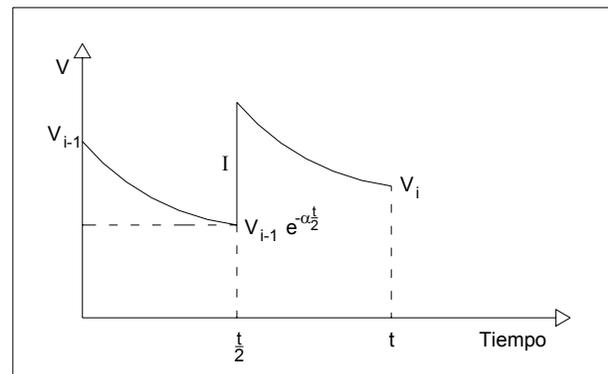
$$\begin{cases} Q_i = \alpha V_i \\ \frac{dV_i}{dt} = I_i - Q_i \end{cases}$$

Suponiendo la recarga concentrada en la mitad del mes resulta que:

$$V_i = V_{i-1} e^{-\alpha t} + I_i e^{-\frac{\alpha t}{2}}$$

De esta manera el aporte subterráneo será:

$$A_{subi} = V_{i-1} + I_i - V_i$$



Por lo que la escorrentía total será: $A_{T_i} = A_{supi} + A_{subi}$

A.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO EN URUGUAY

El modelo Temez se presenta en este manual como una alternativa para generar la escorrentía mensual de aporte al embalse. Para su implementación en un proyecto es necesario conocer el valor de los parámetros H_{max} , CPO , I_{max} y α . Para poder estimar estos parámetros en la zona del proyecto se ha realizado la calibración de los parámetros a nivel regional, a partir de la información de escurrimiento mensual de 12 cuencas aforadas por la DNH.

Estación	P. Pache	Olimar	S. José	P. Cohelo	M.Díaz	Durazno	Arapey	Queguay	P.Ramos	Tacuari	S. Carlos	Cebollatí
Código												
Inicio	1970	1970	1970	1970	1970	1970	1985	1985	1985	1985	1985	1985
Final	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999	1999
Area (Km ²)	4900	4680	2298	2467	2310	8750	6958	7866	2158	3540	796	2850
Número de Datos	339	328	343	335	338	340	116	167	127	152	171	143

Tabla A.1

Para implementar el modelo y así poder calibrarlo es necesario estimar los valores mensuales de precipitación media sobre la cuenca. Estos fueron determinados mediante Polígonos de Thiessen, utilizándose los siguientes pluviómetros por cuenca.

	P. Pache	Olimar	S. José	P. Cohelo	M.Díaz	Durazno	Arapey	Queguay	P.Ramos	Tacuari	S. Carlos	Cebollatí
Pluviómetros	2549	1793	2436	1379	1147	2061	1159	1440	2289	1709	2684	2357
	2588	2073	2486	1444	1220	2073	1220	1501	2337	1793	2876	2588
		2179	2707	1454	1405	2349	1232	1553	2611	1798	2879	2684
				1699		2357	1405	1558				
						2549	1440	1672				
							1553					

Tabla A.2

Es necesario además estimar una evapotranspiración potencial en la cuenca. Teniendo en cuenta que la variabilidad estacional es mas significativa que la variabilidad interanual se considera para todos los años el mismo ciclo anual medio (ver el apartado A.4 del presente Anexo).

A.2.1 CALIBRACION INDIVIDUAL

La calibración individual se hizo en dos etapas, en primer término considerándose como función objetivo maximizar el Número de Nash (apartado A.5 presentada al final del Anexo), de esta manera se logra reproducir la forma de los hidrogramas medido y calculado, pero se tienen diferencias significativas entre los coeficientes de escorrentía.

En segundo término se mantuvieron los valores calibrados de tres de los parámetros (CPO , I_{max} y α) y se recalibró el parámetro H_{max} , utilizándose como función objetivo que la diferencia entre los coeficientes de escorrentía calculados y medidos sea mínima. Se observó que la disminución de los coeficientes de Nash fue mínima, evidenciando que la forma del hidrograma depende fundamentalmente de los parámetros no recalibrados.

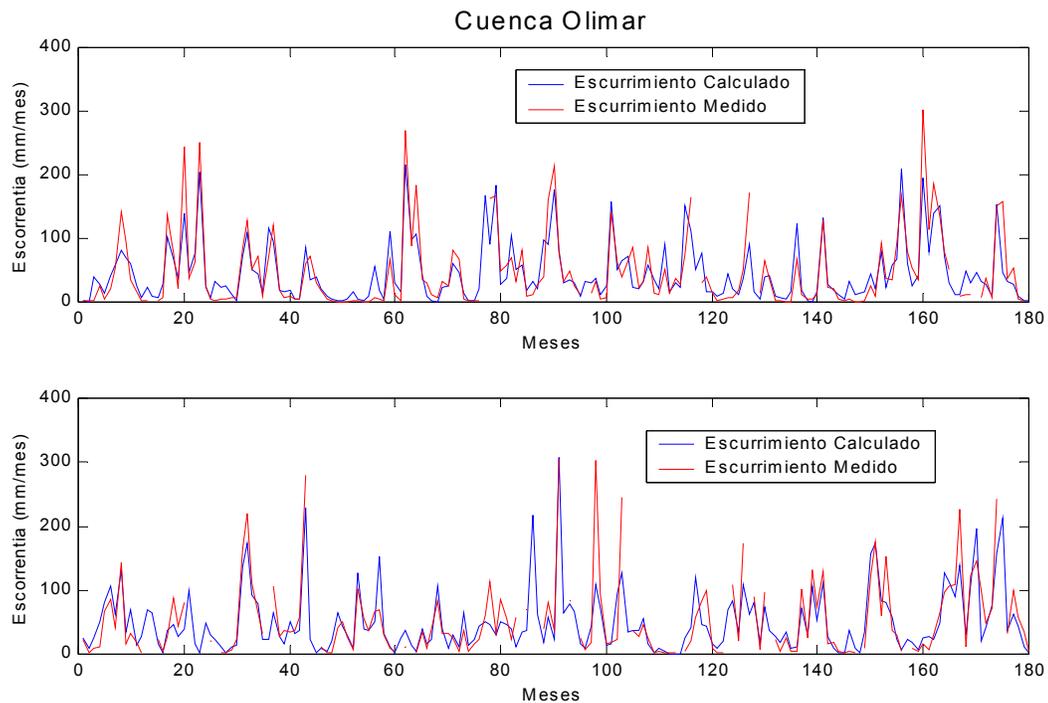
En forma complementaria se midió la desviación entre los hidrogramas medidos y calculados mediante el coeficiente de correlación.

Los resultados de la calibración se presentan en la siguiente tabla:

Cuenca	Parámetros calibrados				Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de escorrentía	
	Hmax	Cpo	α	Imax			medido	simulado
	(mm/mes)		(1/día)	(mm/mes)				
P. Pache	78.2	0.38	0.07	266	0.71	0.85	0.36	0.37
Olimar	56.3	0.53	0.07	88	0.75	0.87	0.46	0.43
San José	102.3	0.30	0.08	182	0.74	0.86	0.32	0.33
Paso Cohelo	75.8	0.11	0.07	106	0.73	0.85	0.42	0.44
Manuel Díaz	90.4	0.25	0.08	12349	0.72	0.85	0.41	0.41
Durazno	76.1	0.42	0.11	13715	0.70	0.84	0.39	0.38
Arapey	31.3	0.71	0.12	4347	0.77	0.88	0.42	0.43
Queguay	62.3	0.67	0.08	50000	0.70	0.84	0.33	0.34
Paso Ramos	115.6	0.14	0.08	38983	0.67	0.82	0.32	0.32
Tacuarí	91.2	0.48	0.11	6295	0.75	0.87	0.36	0.38
San Carlos	62.8	0.81	0.11	379	0.73	0.86	0.34	0.30
Cebollati	58.3	0.32	0.07	271	0.76	0.87	0.41	0.41

Tabla A.3

Para ilustrar el resultado de la calibración se presentan a modo de ejemplo los gráficos de escorrentía medida y calculada en la cuenca del Río Olimar.



A.2.2 CALIBRACIÓN REGIONAL

Las calibraciones individuales son válidas para hacer cálculos en la respectiva cuenca, dado que el objetivo es poder disponer de una relación precipitación escurrimiento en cualquier cuenca del país, se consideró recalibrar las cuencas regionalizando los parámetros.

La regionalización de los parámetros resulta de relacionarlos con las diferencias entre las cuencas (de manera análoga a los trabajos de W. Fernández et al. y Genta J.L., Charbonnier F. & Failache N.). En la precipitación y en la evapotranspiración ya están consideradas las variaciones espaciales, resta tomar en cuenta las variaciones en el comportamiento de las capas de suelo entre las diferentes cuencas.

La capa superior la asociamos a los suelos superficiales (suelo vegetal), que han sido clasificados según la profundidad y tipo de suelo en la Carta de Suelos del Uruguay (ver Figura 2.1). En 1989 y luego en 2001 la División de Suelos y Aguas del MGAP caracterizó dichos suelos según el parámetro de almacenamiento “Agua Disponible” (ver apartado A.3 del presente Anexo).

El parámetro H_{max} representa la capacidad máxima de retención de agua del suelo al final de cada mes, dada la definición de “Agua Disponible” se optó por proponer una relación proporcional con dicho parámetro:

$$H_{max} = CAD * AD$$

De la calibración individual de cada cuenca se observó la sensibilidad que tiene el modelo a la variación de cada uno de los parámetros, encontrándose que el modelo no tiene gran sensibilidad en los parámetros CPo , I_{max} y α . Por este motivo se decidió en la calibración regional calibrar un solo valor de ellos para todo el país.

La calibración regional fue hecha al igual que en la individual en dos etapas, en una primera instancia se calibraron los parámetros CPo , I_{max} y α , y se fijó $H_{max}=AD$, minimizando la función objetivo a partir del número de Nash:

$$\sum |Nash Individual - Nash Regional|$$

Y en una segunda etapa se calibró el parámetro CAD minimizando la función objetivo a partir de los coeficientes de escurrimiento:

$$\sum |C_{calculado} - C_{medido}|$$

Se optó además por calibrar en 9 de las cuencas, y luego verificar en las 3 restantes. Los valores de CAD, CPo , I_{max} y α . calibrados son los siguientes:

Parámetro	CAD	CPo	α (1/día)	I_{max} (mm)
Valor calibrado	0.92	0.30	0.0775	386

Tabla A.4

Los resultados obtenidos en la calibración son:

Cuenca	Agua Disponible	Hmax	Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de Escorrentía	
	(mm)				(mm/mes)	Medido
P. Pache	91.4	83.7	0.71	0.84	0.36	0.37
Olimar	73.3	67.2	0.74	0.87	0.46	0.44
S. Jose	111.6	102.2	0.73	0.86	0.32	0.33
P. Cohelo	101.4	92.9	0.71	0.85	0.42	0.38
M.Diaz	102.8	94.2	0.70	0.84	0.41	0.40
Durazno	90.3	82.8	0.70	0.84	0.39	0.39
Arapey	37.3	34.1	0.76	0.89	0.42	0.46
Queguay	68.9	63.1	0.65	0.82	0.33	0.39
P.Ramos	127.5	116.8	0.65	0.82	0.32	0.28

Tabla A.5

Los resultados obtenidos en la verificación son:

Cuenca	Agua Disponible	Hmax	Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de Escorrentía	
	(mm)				(mm/mes)	Medido
Tacuari	97.0	88.9	0.74	0.87	0.36	0.41
S. Carlos	66.2	60.7	0.68	0.83	0.34	0.38
Cebollati	72.8	66.7	0.76	0.87	0.41	0.40

Tabla A.6

A.3 AGUA DISPONIBLE DE LOS SUELOS DEL URUGUAY

Se define como Agua Disponible de un suelo a la diferencia entre su Capacidad de Campo y Punto de Marchitez, es decir es el máximo volumen de agua utilizable por la planta.

Trabajo elaborado por la División Suelos y Aguas de la Dirección de Recursos Naturales Renovables del Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca.

En este trabajo se estimó el potencial de agua disponible de las 99 Asociaciones de Suelos cartografiadas en la base de datos actualizada, correspondiente a los Suelos Dominantes y Asociados de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay escala 1:1.000.000 (Dirección de Suelos y Aguas del MGAP, 1976).

Los valores de Agua Disponible fueron encontrados con ecuaciones empíricas que determinan la Capacidad de Campo, el Coeficiente de Marchitez Permanente y la densidad aparente, a partir de contenidos porcentuales de arena, limo, arcilla y materia orgánica en los horizontes de suelo.

A.4 EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL EN EL URUGUAY

Se presenta a continuación una metodología para estimar la evapotranspiración potencial en la cuenca (ETP).

La ETP de la cuenca depende de la cobertura del suelo, y de variables meteorológicas tales como temperatura, horas de radiación solar, velocidad de viento, humedad relativa, etc. La temperatura y la radiación solar tienen un ciclo anual muy diferenciado entre el verano y el invierno, y poca variación interanual, por lo cual pueden ser bien representadas por un ciclo anual medio. Como la velocidad del viento y la humedad relativa tienen un ciclo anual relativamente uniforme, se optó por describir la evapotranspiración potencial por el mismo ciclo anual medio en todo el período de cálculo.

En todos los casos se consideró como cobertura de los suelos pasturas, lo cual resulta razonable dado el tamaño de las cuencas a calibrar, y la prevalencia de esta cobertura en el Uruguay.

Existen a nivel internacional diversas fórmulas empíricas para estimar la ETP, entre éstas, la fórmula de Penman es la que mejor la representa, al considerar todas las variables meteorológicas que intervienen en la ETP. Sin embargo, un análisis de los datos existentes en el Uruguay muestra la incapacidad para calcular la ETP mediante la fórmula de Penman en la mayoría de las estaciones meteorológicas del país.

La fórmula de Thornthwaite toma en cuenta únicamente los parámetros de radiación y temperatura, lo que hace posible su cálculo en las diversas estaciones meteorológicas del país.

De la estación La Estanzuela, INIA, se dispuso de los datos para el cálculo de la serie de ETP según Penman en el período 1970-99, lo que permitió comparar esos valores con la ETP calculada a partir de la fórmula de Thornthwaite, ver Figura A.1.

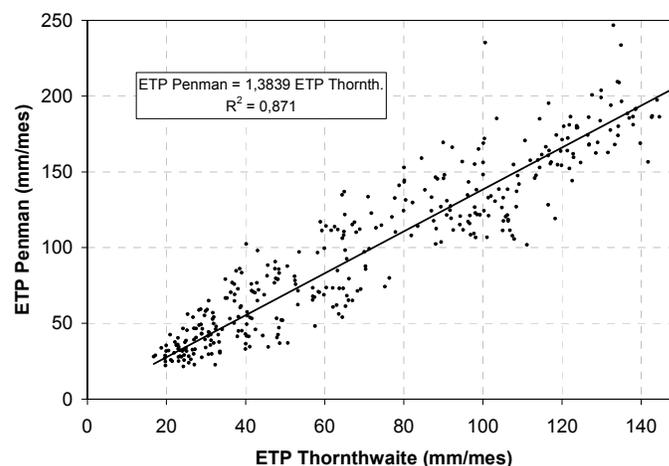


Figura A.1 Relación entre la ETP de Penman y la de Thornthwaite

Del Figura A.1 se observa que es razonable calcular la ETP de Penman a partir de la ETP de Thornthwaite, multiplicando ésta por un valor de 1.38.

A partir de lo antes expuesto se establece una metodología para la estimación de la ETP en cualquier punto del país, en primera instancia se calcularon los ciclos medios en las 13 estaciones meteorológicas del país con datos en el periodo 1970-99, y se adimensionalizaron a partir de su media mensual anual.

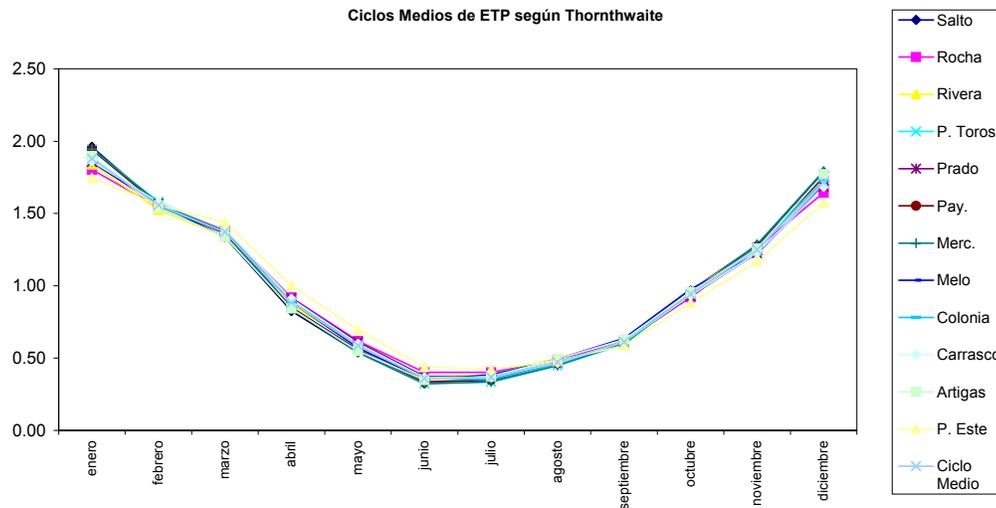


Figura A.2 Ciclos medios de evapotranspiración mensual

En estos ciclos se observa un clara coincidencia, por lo que es posible representar el ciclo adimensionalizado, en cualquier punto del territorio, por el ciclo medio de los 13 ciclos anteriores. De esta manera si se conoce la media mensual en un punto, es posible calcular su ciclo medio de ETP, para ello se interpola en el mapa de isolíneas de ETP media mensual de Penman del Uruguay y se multiplica por el ciclo medio adimensionalizado (Figura 2.2).

A.5 FUNCIÓN OBJETIVO, NÚMERO DE NASH

El número de Nash (Nash y Sutcliffe, 1970) se define como: $R^2 = \frac{F_o - F}{F}$

donde: $F_o = \sum_i (QM_i - \overline{QM})^2$; $F = \sum_i (QM_i - QC_i)^2$; $\overline{QM} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N QM_i$

siendo QM el escurrimiento medido, y QC el escurrimiento calculado mediante la aplicación del modelo.

El Número de Nash toma valor 1 en el caso de que QM y QC sean idénticos.

B. METODO RACIONAL Y METODO DEL S.C.S.

B.1 INTRODUCCION

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo para estimar el caudal máximo de diseño y el volumen de escorrentía para eventos extremos anuales con intervalo de recurrencia promedio mayor a 2 años y cuencas de aporte con área menor a 1000 km² y tiempo de concentración menor a 6 horas.

Para cuencas mayores es necesario considerar el tránsito en la cuenca subdividiendo la misma en subcuencas de tamaño menores a 1000 km² de superficie y 6 horas de tiempo de concentración.

El caudal de diseño se estimará empleando, según corresponda, la fórmula Racional y/o el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos de Norteamérica (ver 3.1.3).

B.2 METODO RACIONAL

B.2.1 CONCEPTOS BASICOS Y DEFINICIONES

Suponiendo que se inicia una lluvia con intensidad i constante y que ésta continúa en forma indefinida, el *método racional* considera que la escorrentía comienza a generarse en forma instantánea, incrementándose hasta llegar a un valor máximo en un tiempo crítico, igual al tiempo de concentración (t_c), instante a partir del cual toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal en la salida.

El método teóricamente asume que la intensidad de precipitación es constante durante toda la tormenta y uniforme en toda la cuenca. El método fue desarrollado en principio para cuencas urbanas, y su extensión a pequeñas cuencas rurales implica asumir que la infiltración es uniforme en el tiempo. La escorrentía queda caracterizada por el nivel de encharcamiento, que depende de la cobertura y la pendiente de la superficie del suelo. La estructura de drenaje en cauces no debe estar muy desarrollada, de forma de que el almacenamiento temporario en la cuenca no sea relevante.

Los efectos de la precipitación y tamaño de la cuenca se tienen en cuenta explícitamente y las otras características físicas de la cuenca se consideran indirectamente en el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía.

El *coeficiente de escorrentía* representa la relación entre el caudal pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta. La estimación del coeficiente de escorrentía constituye la mayor dificultad e incertidumbre en la aplicación del método, dado que este coeficiente debe tener en cuenta todos los factores que afectan el caudal máximo: intensidad promedio y tiempo de respuesta de la cuenca.

B.2.2 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO Y VOLUMEN DE ESCORRENTIA

El cálculo del caudal máximo y el volumen de escorrentía mediante el Método Racional requiere la determinación del coeficiente de escorrentía (según Tabla 3.2), la intensidad máxima de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración (determinada según el procedimiento de cálculo descrito en el apartado 3.1.2) y el área de la cuenca (determinada según el procedimiento de cálculo descrito en el apartado 2.1.1).

El caudal máximo y el volumen de escorrentía se determinan mediante las ecuaciones:

$$Q_{\max} = \frac{C \cdot i \cdot A_c}{360} \quad \text{y} \quad V_{\text{esc}} = \frac{4.81 Q_{\max} t_c}{1000}$$

donde:

Q_{\max}	- caudal máximo	(m ³ /s)
V_{esc}	- volumen de escorrentía	(Hm ³)
C	- coeficiente de escorrentía	
i	- intensidad uniforme en toda la cuenca para una duración igual al tiempo de concentración	(mm/h)
t_c	- Tiempo de concentración	(hs)
A_c	- área de la cuenca	(Ha)

Para el volumen de escorrentía se asumió que el tiempo base del hidrograma es 2.667 del tiempo de concentración (al igual que el método del hidrograma unitario triangular del SCS).

B.3 METODO DEL SCS

B.3.1 CONCEPTOS BASICOS Y DEFINICIONES

El método del SCS, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU, tiene como referencia básica el National Engineering Handbook, section 4, "Hydrology" (1985), "NEH-4". El método ha sido desarrollado para estimar el volumen de escurrimiento y el hidrograma de crecidas para pequeñas cuencas no aforadas.

El método calcula el volumen de escurrimiento de eventos extremos a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad. Asume que la intensidad de precipitación es constante y uniforme en toda la cuenca durante cada una de las 12 duraciones de tiempo menores al tiempo de concentración propuestas, y una infiltración decreciente en el tiempo.

Además, propone la utilización de un hidrograma unitario triangular o adimensional para la estimación del caudal máximo y el hidrograma correspondiente al evento extremo, a partir de la precipitación efectiva.

B.3.2 CALCULO DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Para el cálculo de la Tormenta de Diseño se requiere la determinación del área de la cuenca (determinada según el procedimiento de cálculo descrito en el apartado 2.1.1), el tiempo de concentración (estimado según el procedimiento descrito en 3.1.1), y el periodo de retorno (Tabla 1.1).

Se consideran 12 duraciones D calculadas como $D(\text{hs})=t_c/7$ (donde t_c es el tiempo de concentración en horas), que se disponen en la columna 1 (Tabla B.1).

A continuación se calcula la precipitación para cada duración en la columna 2 (Tabla B.1), en el caso del presente manual empleando la metodología descrita en el Apartado 3.1.2). En la columna 3 (Tabla B.1) se calcula la diferencia de valores sucesivos de la columna 2 y se reordenan esos valores incrementales, según el criterio propuesto por el SCS en la columna 4 (Tabla B.1), de manera de que la forma de la tormenta quede igual a la mostrada en la Figura B.1.

1	2	3	4
Duración (hs)	Precipitación (mm)	Incrementos de Precipitación (mm)	Tormenta (mm)
1 D	P1	ICP1 = P1	INCP12 = T1
2 D	P2	ICP2 = P2-P1	INCP10 = T2
3 D	P3	ICP3 = P3-P2	INCP8 = T3
4 D	P4	ICP4 = P4-P3	INCP6 = T4
5 D	P5	ICP5 = P5-P4	INCP4 = T5
6 D	P6	ICP6 = P6-P5	INCP2 = T6
7 D	P7	ICP7 = P7-P6	INCP1 = T7
8 D	P8	ICP8 = P8-P7	INCP3 = T8
9 D	P9	ICP9 = P9-P8	INCP5 = T9
10 D	P10	ICP10 = P10-P9	INCP7 = T10
11 D	P11	ICP11 = P11-P10	INCP9 = T11
12 D	P12	ICP12 = P12-P11	INCP11 = T12

Tabla B.1 Construcción de la tormenta de diseño

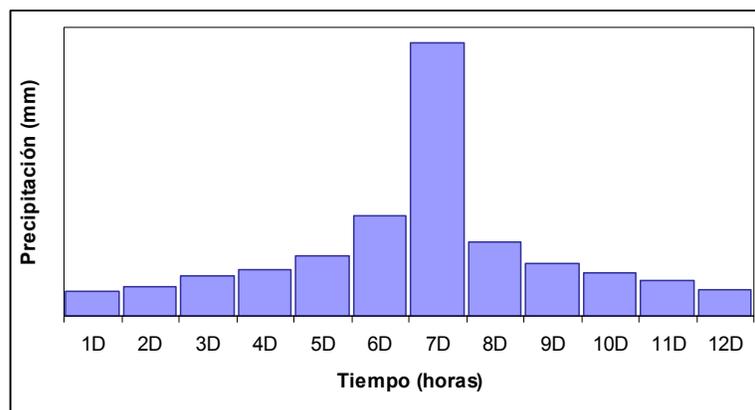


Figura B.1 Tormenta de diseño

B.3.3 CALCULO DEL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO

A partir de los valores acumulados de precipitación obtenidos en la tormenta de diseño (columna 5, Tabla B.2), y del Número de Curva de los Suelos presentes en la cuenca (Tablas 3.3 y 3.4) se determinan los volúmenes de escurrimiento acumulados mediante:

$$ESC = \frac{(P - 0.2 S)^2}{(P + 0.8 S)} \quad \text{si } P > 0.2 S$$

$$ESC = 0 \quad \text{si } P < 0.2 S$$

siendo:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

donde:

- P - precipitación total de la tormenta (mm)
- ESC - escorrentía producida en la tormenta (mm)
- S - retención potencial máxima del suelo (mm)
- NC - número de curva (adim)

El escurrimiento acumulado al final de cada período se dispone en la columna 6 (Tabla B.2) y el escurrimiento en cada período se determina en la columna 7 (Tabla B.2) como la diferencia entre el escurrimiento acumulado entre el final y el inicio del período.

Se ha demostrado que este método tiende a tener una infiltración nula al final de las tormentas, por lo que el US Bureau of Reclamation sugiere la incorporación de una infiltración mínima. Para suelos de los grupos hidrológicos B, C y D se propone una infiltración mínima de 1.2 mm/h y para los del grupo A una infiltración mínima de 2.4 mm/h.

El déficit se calcula en la columna 8 de la Tabla B.2, para cada intervalo restando a la columna 4 la columna 7. Si este déficit en algún intervalo es menor a la infiltración mínima ($I_{\min} = 1.2 \text{ mm/h}$ o 2.4 mm/h según lo mencionado anteriormente), obligar a que:

$$Q = T - I_{\min} \cdot D \text{ (columna 7, Tabla B.2).}$$

1	4	5	6	7	8
Duración (hs)	Tormenta (mm)	Precipitación Acumulada (mm)	Escurrecimiento Acumulado (mm)	Incrementos de Escurrecimiento (mm)	DEFICIT (mm)
1 D	T1	PA1 = T1	ESC1	ESC1=Q1	T1-Q1
2 D	T2	PA2 = PA1+T2	ESC2	ESC2-ESC1=Q2	T2-Q2
3 D	T3	PA3 = PA2+T3	ESC3	ESC3-ESC2=Q3	T3-Q3
4 D	T4	PA4 = PA3+T4	ESC4	ESC4-ESC3=Q4	T4-Q4
5 D	T5	PA5 = PA4+T5	ESC5	ESC5-ESC4=Q5	T5-Q5
6 D	T6	PA6 = PA5+T6	ESC6	ESC6-ESC5=Q6	T6-Q6
7 D	T7	PA7 = PA6+T7	ESC7	ESC7-ESC6=Q7	T7-Q7
8 D	T8	PA8 = PA7+T8	ESC8	ESC8-ESC7=Q8	T8-Q8
9 D	T9	PA9 = PA8+T9	ESC9	ESC9-ESC8=Q9	T9-Q9
10 D	T10	PA10 = PA9+T10	ESC10	ESC10-ESC9=Q10	T10-Q10
11 D	T11	PA11 = PA10+T11	ESC11	ESC11-ESC10=Q11	T11-Q11
12 D	T12	PA12 = PA11+T12	ESC12	ESC12-ESC11=Q12	T12-Q12

Tabla B.2 Cálculo de los volúmenes de escurrimientos

Para determinar el volumen de escorrentía de la tormenta, se considera la duración total de la tormenta $d = 12 t_c / 7$ y se utilizan las curvas IDF para determinar $P_{(12t_c/7, T_r, p)}$, a través de la función del SCS (Método de la Curva Número) se determina el volumen de escorrentía de la tormenta extraordinaria, ver Sección 3.1.3.2.

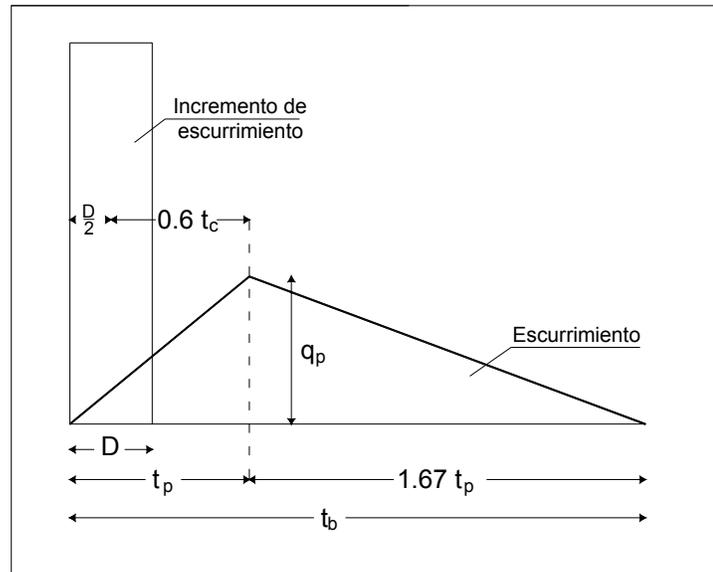
B.3.4 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO E HIDROGRAMA DE CRECIDA

El cálculo del Hidrograma de Crecida se realiza a partir del hidrograma unitario de duración igual al intervalo de tiempo de la tormenta de diseño para la cuenca de aporte, empleando el método del Hidrograma Unitario Triangular del SCS. El Hidrograma Unitario consiste en un triángulo que posee la siguiente forma:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c$$

$$t_b = 2.667 t_p$$

$$q_p = \frac{0.208 A_c}{t_p} 10^{-2}$$



donde:

t_p	- tiempo pico	(horas)
D	- intervalo de tiempo de la precipitación efectiva	(horas)
t_c	- tiempo de concentración	(horas)
t_b	- tiempo base	(horas)
q_p	- caudal pico unitario	($m^3/s/mm$)
A_c	- área de la cuenca	(Ha)

A continuación aplicando las propiedades de linealidad y superposición, se debe multiplicar el Hidrograma Unitario obtenido por cada Incremento de escurrimiento (Columna 7 de la Tabla B.2) y sumar dichos hidrogramas defasándolos en el tiempo. De esta manera se obtiene un Hidrograma correspondiente a la tormenta de diseño cuya integral en el tiempo es igual al volumen escurrido en dicha tormenta (Volumen escurrido x Área de la cuenca).

B.4 SIMPLIFICACIONES PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL MÁXIMO

A los efectos del cálculo simplificado del caudal máximo de la avenida extraordinaria se considerará una única función del coeficiente de duración de las curvas IDF, de la forma: $CD(d) = (d/3)^\alpha$

Los valores de P de la columna 2 de la Tabla B.1 difieren en el coeficiente de duración, por lo tanto si en 7D se tiene el tiempo de concentración, la relación:

$$\frac{P(nD)}{P(t_c)} = \left(\frac{n}{7}\right)^\alpha \quad \text{con } n = 1 \text{ a } 12$$

Por tanto determinanda la precipitación para el tiempo de concentración $P_{(t_c, T_r, p)}$, según lo descrito en el apartado 3.1.2, queda construida la tormenta de diseño.

Dividiendo todos los términos de las Tablas B.1 y B.2 por: $P_{(t_c, T_r, p)}$ la tormenta queda expresada en forma adimensional, siendo la misma para cualquier pareja: t_c ; $P_{(t_c, T_r, p)}$.

Para determinar las columnas equivalentes a las 6 y 7 de la Tabla B.2 es necesario dividir la fórmula de la Curva Número del SCS por $P_{(t_c, T_r, p)}$:

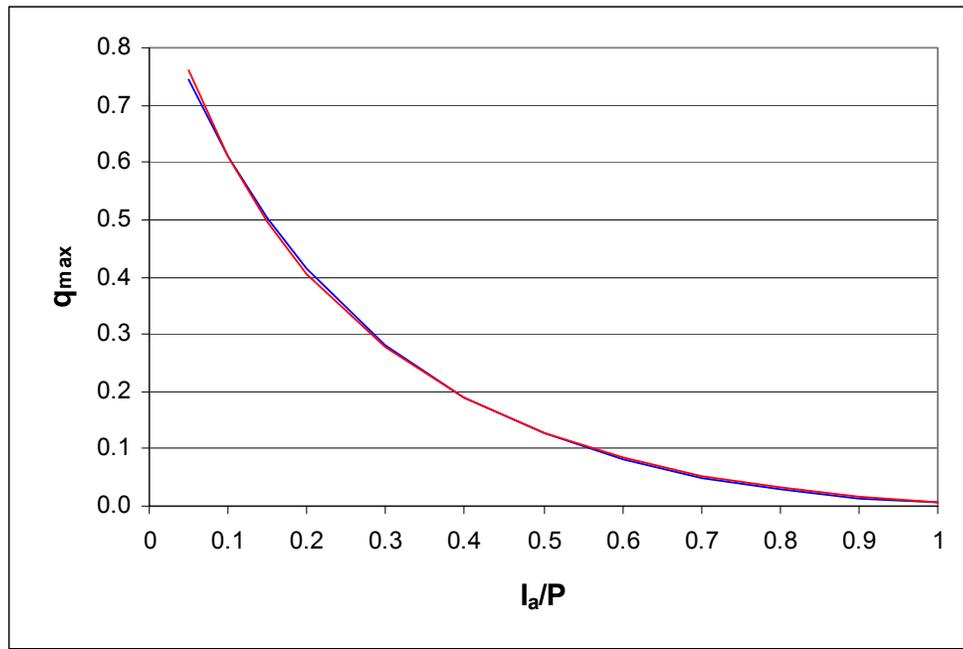
$$\frac{ESC}{P_{(t_c, T_r, p)}} = \frac{\left(\frac{P_t(nD)}{P_{(t_c, T_r, p)}} - \frac{0.2 S}{P_{(t_c, T_r, p)}} \right)^2}{\frac{P_t(nD)}{P_{(t_c, T_r, p)}} + 4 \frac{0.2 S}{P_{(t_c, T_r, p)}}} ; \quad \frac{P_t(nD)}{P_{(t_c, T_r, p)}} = \text{Col 5} ; \quad \frac{0.2 S}{P_{(t_c, T_r, p)}} = \frac{I_a}{P} ; \quad \frac{ESC}{P_{(t_c, T_r, p)}} = \text{Col 6}$$

Por tanto si se determinó el Número de Curva y se calculó S se tiene $\frac{I_a}{P}$, y se puede calcular el escurrimiento imponiendo que si $\frac{I_a}{P} > \text{Col 5}$ el escurrimiento es nulo.

En la suma de los hidrogramas desfasados se observa que el tiempo pico se encuentra en el tiempo del pico del hidrograma correspondiente a 8D.

Para cada uno de los 12 hidrogramas desfasados es posible determinar el valor de caudal correspondiente en $8 D + t_p$, multiplicando cada valor por el incremento adimensional de los escurrimientos (la equivalente de la columna 7 de la Tabla B.2) y sumando se tiene el valor del caudal máximo específico.

Se determinaron para diferentes valores de I_a/P los valores del caudal máximo específico calculados con la tormenta de las IDF de la Sección 3.1.2 y por la tormenta simplificada y se determinó α minimizando las diferencias entre ambos cálculos, ver figura siguiente.



Teniendo en cuenta la forma de la función de la Curva Número del SCS se ajustó una función del tipo:

$$b \frac{\left(a - \frac{I_a}{P}\right)^2}{a + 4 \frac{I_a}{P}}$$

donde b representa la ponderación de los caudales unitarios y a la ponderación de los incrementos de escurrimiento. Se determinó que para $a=1.223$ y $b=0.786$ se logra la mejor aproximación.

C. LAMINADO DE UNA CRECIENTE EN UN EMBALSE

C.1 ECUACIONES DE LAMINADO

A partir de la cuenca de aporte a un embalse, se puede estimar el hidrograma de una crecida extraordinaria de ingreso al embalse, definida por la función: $Q(t)$, y hallar el hidrograma de vertido, función de vertimiento $Q_v(t)$, y la variaciones en el almacenamiento del embalse $V_{emb}(t)$ (Chow et al.).

La ecuación de continuidad aplicada al embalse queda expresada por (ver Figura C.1):

$$\frac{dV_{emb}(t)}{dt} = Q(t) - Q_v(t)$$

En la ecuación de balance anterior se desconocen dos términos $V_{emb}(t)$ y $Q_v(t)$. Dada la geometría del embalse, $V_{emb}(H)$ y conocido el funcionamiento hidráulico de la obra de vertido $Q_v(H-H_v)$, el almacenamiento $V_{emb}(t)$ se podría expresar como función de los caudales de ingreso y salida y de sus derivadas. Asumiremos que el embalse se comporta como una piscina nivelada, por tanto el almacenamiento sólo depende del caudal vertido:

$$V_{emb} = f(Q_v)$$

Esta función se determina relacionando el almacenamiento y la salida del embalse con el nivel de éste.

La ecuación de continuidad en forma integrada aplicada al embalse:

$$\int_j^{j+1} dV_{emb} = \int_j^{j+1} Q(t) dt - \int_j^{j+1} Q_v(t) dt$$

la cual discretizada en el tiempo (ver Figura C.1) queda expresada:

$$V_{emb\ j+1} - V_{emb\ j} = \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_{v\ j} + Q_{v\ j+1}}{2} \Delta t$$

Separando de un lado y otro de la igualdad, lo no conocido y lo conocido al comienzo del intervalo de tiempo:

$$\frac{2V_{emb\ j+1}}{\Delta t} + Q_{v\ j+1} = Q_j + Q_{j+1} + \left(\frac{2V_{emb\ j}}{\Delta t} - Q_{v\ j} \right) \quad [1]$$

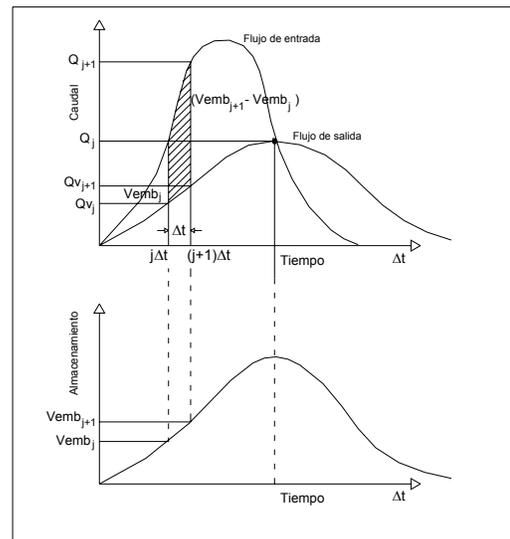


Figura C.1 Laminado

A partir de las funciones conocidas:

Geometría del embalse
Ley de vertido

Almacenamiento–Altura: $V_{emb}(H)$ y
Caudal de salida–Altura: $Q_v(H)$

se construye la *función almacenamiento - caudal de salida*, que relaciona Q_v y

$$\frac{2V_{emb}}{\Delta t} + Q_v \text{ (ver Figura C.2):}$$

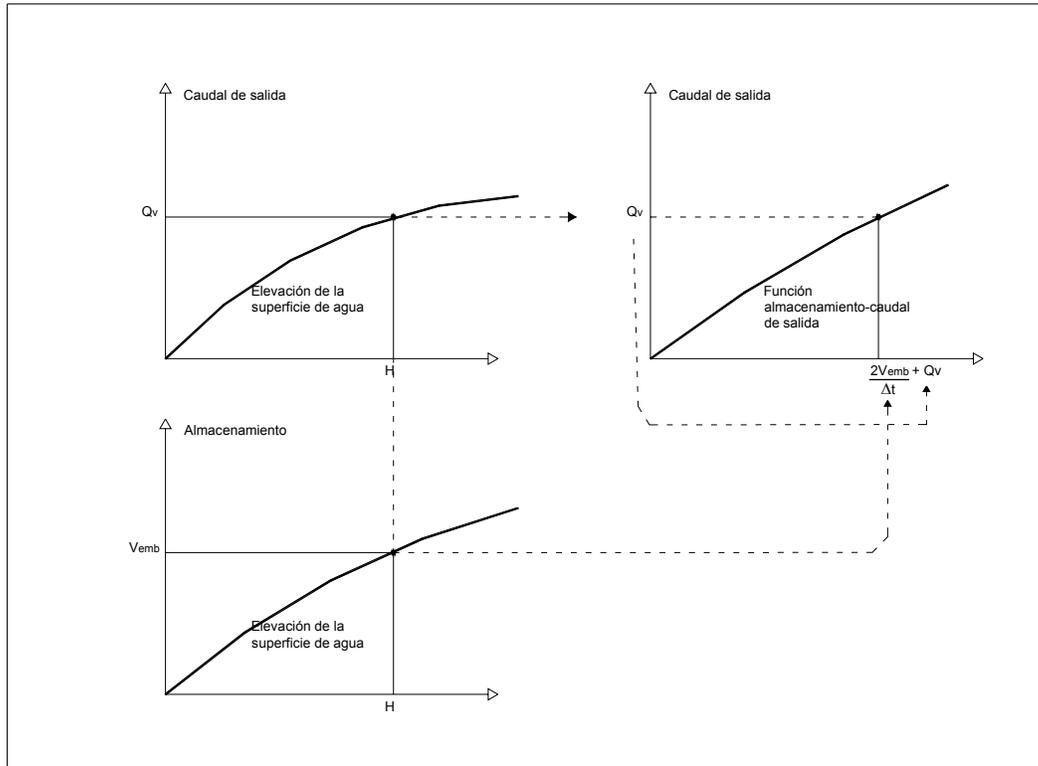


Figura C.2 Construcción de la función Almacenamiento-Caudal

Con la ecuación [1] se calcula $\frac{2V_{emb}}{\Delta t} + Q_v$ en el instante $j+1$ y con la *función almacenamiento - caudal de salida* se calcula $Q_{v_{j+1}}$

Para simplificar el cálculo en la Ecuación [1] se recomienda expresar:

$$\left(\frac{2V_{emb_{j+1}}}{\Delta t} - Q_{v_{j+1}} \right) = \left(\frac{2V_{emb_{j+1}}}{\Delta t} + Q_{v_{j+1}} \right) - 2Q_{v_{j+1}}$$

C.2 CAUDAL DE VERTIDO

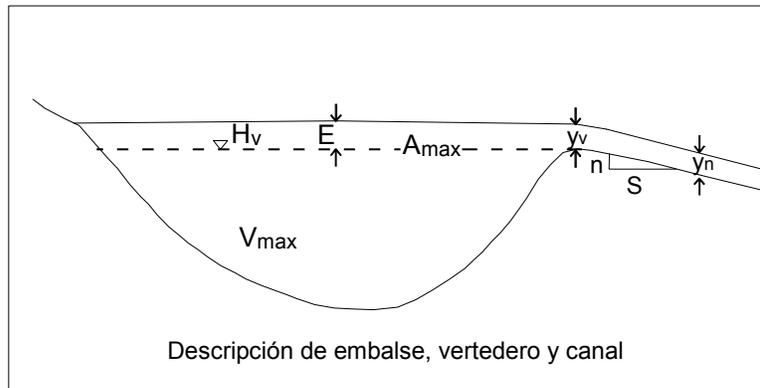
La ley de vertido, caudal de salida-altura, se determinará para un aliviadero canal (French).

Ecuación de la energía:

Entre el embalse y la sección de transición aliviadero-canal: $E = y_v + v^2/2g$
se supone que la energía cinética en el embalse es despreciable frente al tirante.

Ecuación de Manning:

En la zona del canal donde alcanza el régimen normal: $v = y_n^{2/3} S^{1/2} / n$
se supone que el radio hidráulico se puede aproximar por el tirante:



Vertimiento Crítico:

La condición de vertimiento crítico se cumple para Número de Froude igual a 1: $Fr = v_c / (g y_c)^{1/2} = 1 \Rightarrow v_c^2 = g y_c$

Por la Ecuación de la energía: $E = y_c + v_c^2/2g \Rightarrow E = y_c + y_c/2 = 3/2 y_c$

En el aliviadero se tiene: el tirante crítico $y_c = 2/3 E$
y la velocidad crítica $v_c = (2/3 g E)^{1/2}$

Régimen SubCrítico en el Canal:

Si en el canal existe un régimen subcrítico, la condición en el aliviadero está determinada por el flujo en el canal y se puede considerar: $y_v = y_n = y$

Por lo tanto: $E = y + v^2/2g$ y $v = y^{2/3} S^{1/2} / n$

Para asegurar la hipótesis de régimen subcrítico se debe cumplir:

$$K = (S/n^2)^{1/2} (2/3 E)^{1/6} / g^{1/2} < 1$$

Una solución aproximada al sistema de ecuaciones es la siguiente:

Dividiendo por y_c y adimensionando las variables por sus respectivos valores críticos:

$$\begin{aligned} 3/2 &= y^* + v^{*2}/2g (v_c^2/y_c) & y \quad v^* (v_c/y_c) &= y^{*2/3} S^{1/2} / n (y_c^{2/3}/y_c) \\ 3/2 &= y^* + v^{*2}/2 & y \quad v^* &= y^{*2/3} (S/g)^{1/2} / n (2/3 E)^{1/6} = K y^{*2/3} \end{aligned}$$

Despejando y^* se tiene:

$$3/2 = y^* + K^2 y^{*4/3} / 2$$

Si se aproxima el exponente 4/3 por 4: $3/2 = y^* + K^2 y^* / 2$

$$y^* = 3 / (2 + K^2)$$

$$v^* = K (3 / (2 + K^2))^{2/3}$$

$$q^* = v^* y^* = K (3 / (2 + K^2))^{5/3}$$

El caudal específico y la velocidad en el canal quedan definidos por: E y S/n^2 , siendo $K = (S/n^2)^{1/2} (2/3 E)^{1/6} / g^{1/2}$, debiendo cumplirse que $K < 1$ para asegurar un régimen subcrítico:

$$q = K (3 / (2 + K^2))^{5/3} (2/3 E)^{3/2} g^{1/2}$$

$$v = K (3 / (2 + K^2))^{2/3} (2/3 g E)^{1/2}$$