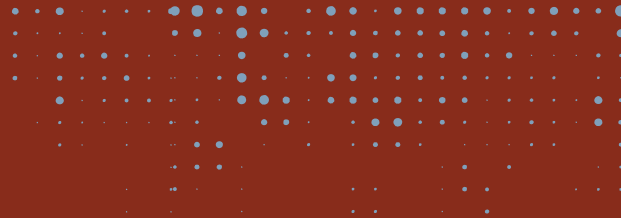
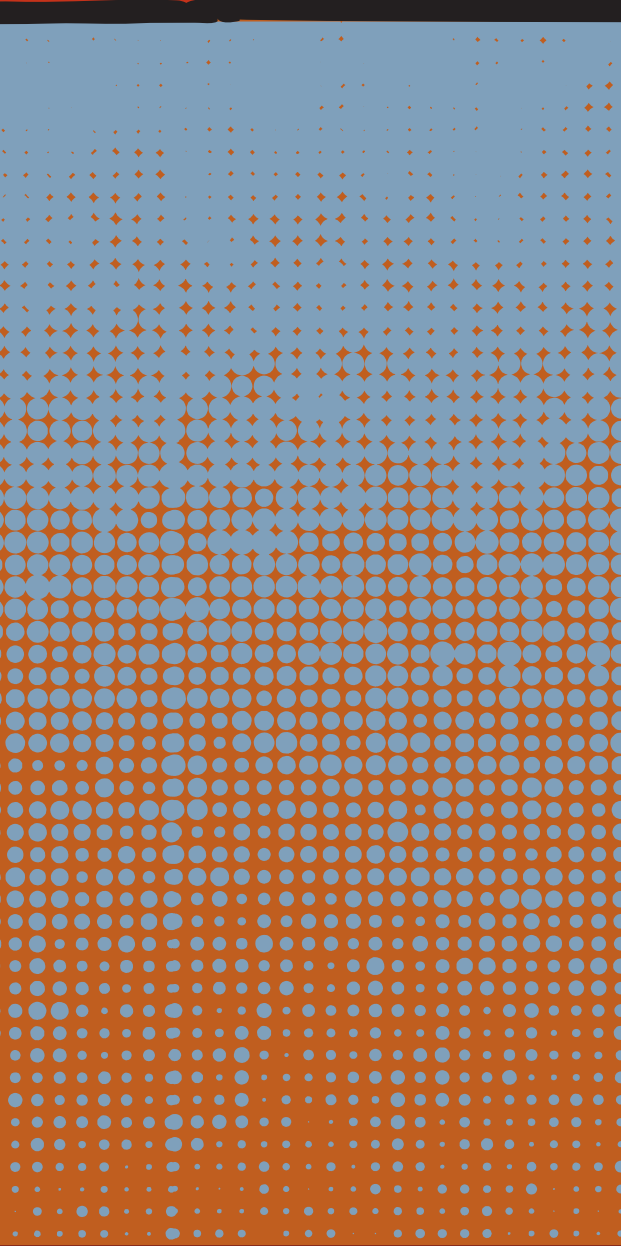




Manual de diseño y construcción de pequeñas presas





Manual de diseño
y construcción
de pequeñas presas

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PEQUEÑAS PRESAS
VOLUMEN 1: DISEÑO HIDROLÓGICO / HIDRÁULICO
VERSIÓN 1.01

MINISTERIO DE VIVIENDA, ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y MEDIO AMBIENTE (MVOTMA)

MINISTRA:

Arq. Graciela Muslera

SUBSECRETARIO:

Arq. Jorge Patrone

DIRECTOR GENERAL DE SECRETARÍA:

Dr. Gerardo Siri

DIRECTORA NACIONAL DE VIVIENDA:

A.S. Lucía Etcheverry

DIRECTOR NACIONAL DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL:

Ing. Agron. Manuel Chabalgoity

DIRECTOR NACIONAL DE MEDIO AMBIENTE:

Arq. Jorge Rucks

DIRECTOR NACIONAL DE AGUAS:

Ing. José Luis Genta

FICHA TECNICA

PERSONAL TÉCNICO PARTICIPANTE EN EL PROYECTO

IMFIA

Ing. Rafael Terra

Ing. Christian Chreties

Ing. Jimena Alonso

Ing. Federico Charbonier

Ing. Nicolás Failache

DINAGUA

Ing. Roberto Torres

Ing. Rodolfo Chao

Ing. Agrón. Lourdes Batista

Ing. Javier Algorta

Versión digital


<http://www.mvotma.gub.uy/dinagua/manualdepequenaspresas>

Segunda edición, abril de 2011

112 pp. 17 x 23 cm

© MVOTMA

Montevideo Uruguay



Manual de diseño
y construcción
de pequeñas presas

Índice del Manual:

PRESENTACIÓN	vii
0. INTRODUCCIÓN	1
1. ETAPAS DE UN PROYECTO	7
1.1 Consideraciones generales.....	8
1.2 Dimensionado del volumen de embalse	13
1.3 Diseño hidrológico-hidráulico de las obras de vertido.....	14
1.4 Otros aspectos vinculados al diseño, construcción y mantenimiento de las obras	15
2. DIMENSIONADO DEL VOLUMEN DE EMBALSE	19
2.1 Volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte	20
2.1.1 Datos necesarios para la aplicación del modelo	20
2.1.2 Estructura del modelo	26
2.2 Balance hídrico mensual en un embalse	27
3. DISEÑO DE LAS OBRAS NECESARIAS	31
3.1 Aliviadero	32
3.1.1 Determinación de la Avenida Extraordinaria	33
3.1.2 Laminado de la Avenida Extraordinaria - Cálculo simplificado	39
3.1.3 Caudal específico del Vertedero-Canal	44
3.1.4 Determinación del Ancho del Vertedero-Canal	45
3.2 Presa	45
3.2.1 Determinación de la cota de coronamiento de la presa	45
ANEXOS	47
A. MODELO MENSUAL DE PRECIPITACIÓN ESCURRIMIENTO: MODELO DE TEMEZ	49
A.1 Estructura del modelo	50
A.2 Calibración del modelo en uruguay	53
A.2.1 Calibración individual	53
A.2.2 Calibración regional	55
A.3 Agua disponible de los suelos del uruguay	56
A.4 Evapotranspiración potencial en el uruguay	58
A.5 Función objetivo, número de nash	61
A.6 Implementación del modelo para la determinación del escurrimiento	63

B:	IMPLEMENTACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO DE OFERTA Y DEMANDA DE AGUA..	65
C.	MÉTODO RACIONAL Y DEL NRCS	69
C.1	Introducción	70
C.2	Método racional	70
C.2.1	Conceptos básicos y definiciones	70
C.2.2	Cálculo del caudal máximo y volumen de escorrentía	71
C.3	Método del NRCS	71
C.3.1	Conceptos básicos y definiciones	71
C.3.2	Cálculo de la tormenta de diseño	72
C.3.3	Cálculo del volumen de escurrimiento	73
C.3.4	Cálculo del caudal máximo e hidrograma de crecida	75
C.4	Simplificaciones para la determinación del caudal máximo	76
D.	LAMINADO DE UNA CRECIENTE EN UN EMBALSE	79
D.1	Ecuaciones de laminado	80
D.2	Caudal de vertido	82
E:	EJEMPLO DE CÁLCULO	85
E.1	Diseño del volumen a embalsar	86
E.1.1	Cálculo del volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte	86
E.1.2	Balance hídrico mensual en el embalse	90
E.1.3	Satisfacción de la demanda	92
E.2	Diseño del aliviadero	93
E.2.1	Estimación del volumen de escorrentía y caudal máximo de la avenida extrema	93
E.2.2	Laminado de la avenida extraordinaria y determinación del ancho del vertedero	95
E.2.3	Determinación de la cota de coronamiento	96
BIBLIOGRAFÍA		99
RESUMEN DE PASOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO HIDROLÓGICO DE PEQUEÑAS PRESAS		103

Presentación

En los últimos veinte años el crecimiento sostenido de la economía del Uruguay ha tenido su reflejo claro en el aumento de la cantidad de embalses que se construyen con fines de riego de arroz y otros cultivos. A principios de los noventa eran poco más de doscientos los embalses construidos en el país. A fines de 2010 los proyectos de este tipo inventariados en la DINAGUA eran 1.240.

Inevitablemente este crecimiento produjo por parte de los productores una fuerte demanda de profesionales para realizar proyectos de presas, profesionales que se encontraron en un principio con las herramientas usuales de la formación de grado.

En el marco de una revisión de las distintas metodologías utilizadas en el mundo para el diseño hidrológico e hidráulico de pequeñas presas, en las últimas dos décadas el Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Universidad de la República junto a otras instituciones académicas y del Estado iniciaron investigaciones específicas sobre la hidrología de pequeñas cuencas, adaptándolas específicamente para el clima, la geografía y los suelos del país.

Los resultados preliminares de estos estudios fueron parcialmente incorporados al “Manual de Diseño y Construcción de Tajamares de Aguada”, que el Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca (MGAP) publicó en el marco del Programa de Producción Responsable (García Petillo et al., 2008).

A pedido de la DINAGUA y con el apoyo de la Dirección Nacional de Meteorología, el IMFIA actualizó recientemente la información básica de sus investigaciones y revisó las metodologías publicadas en 2008. Con estos avances la DINAGUA publica ahora esta primera versión del Manual, que complementa para pequeñas presas lo publicado en aquel momento para tajamares de aguada.

La DINAGUA tiene el propósito de ampliar el alcance de este volumen de diseño hidrológico e hidráulico de los represamientos a los aspectos estructurales de su diseño, construcción y mantenimiento.

Por su parte la DINAGUA prevé en el corto plazo actualizar los instructivos para la presentación de proyectos y supervisión de la construcción y vigilancia de las obras, completando los requerimientos de información y estableciendo las competencias profesionales mínimas, procurando facilitar su cumplimiento con un uso cada vez más intensivo de las orientaciones dadas en este Manual.

Se plantean además dos medidas complementarias pero no menos importantes:

Por un lado se pone a disposición en Internet una planilla de cálculo con la información básica y la estructura de cálculos armada de tal modo de facilitar la tarea del profesional. De ningún modo se pretende con esto que el grado de automatización del proceso así logrado evite o desestime la aplicación del razonable criterio profesional.

Por el otro, la DINAGUA promoverá cursos de capacitación específicos durante los años 2011 y 2012 para los profesionales en actividad, con la intención de asegurar la difusión de las metodologías descriptas, y al mismo tiempo recoger de la comunidad profesional sus inquietudes al respecto.



Ing. José Luis Genta
Director Nacional de Aguas



00 Introducción

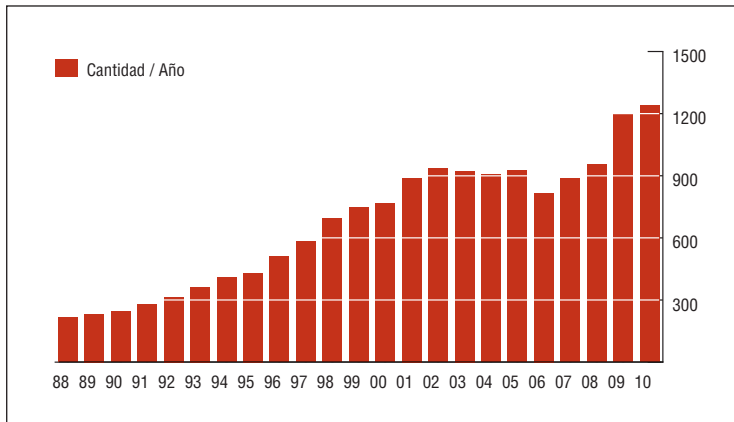
0 Introducción

La demanda de agua se ha incrementado en los últimos años y las represas aparecen como una herramienta económicamente viable para poder almacenar el agua en el invierno para usarla en el verano cuando escasea. De esta manera las represas 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 Aguas (DINAGUA), como entidad responsable de la gestión de los recursos hídricos, publica este Manual como guía de diseño para los represamientos hidráulicos, en particular con destino de riego.

El objetivo del Manual es disponer de una referencia técnica que asegure la responsabilidad en el ejercicio profesional en la presentación del proyecto, la construcción y su seguimiento y la documentación final de obra terminada, así como en una correcta vigilancia y mantenimiento de las obras del aprovechamiento.

En este volumen se presentan todas las metodologías específicas hidráulicas e hidrológicas para el diseño del embalse y de las distintas obras. Iniciando con un capítulo resumen de todos los pasos a seguir, este volumen continúa con un segundo capítulo dedicado a la descripción del dimensionado del volumen útil de agua a disponer en el embalse en función de la topografía del sitio elegido, de la oferta de agua disponible y de la demanda de agua a satisfacer. Mediante la evaluación de este balance hídrico el proyectista determinará las dimensiones básicas de la obra hidráulica a proyectar, y el volumen de agua por el que solicitará los derechos de uso.



Inventario de Embalses para Riego. Presas en Uruguay según inventario DINAGUA.

El tercer capítulo está dedicado al diseño de las obras necesarias desde el punto de vista de su seguridad, solamente en los aspectos hidráulicos e hidrológicos. Cubre en particular el diseño básico del aliviadero, y su dimensionado como vertedero-canal.

Ámbito de aplicación

Una definición clara y objetiva del ámbito de aplicación de este Manual puede ser hecha por oposición: Se puede aplicar al proyecto de los tajamares y de todas las presas, con excepción de aquellas que puedan encuadrarse como “Gran Presa”, tomando esta definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (“ICOLD”¹, por sus siglas en inglés).

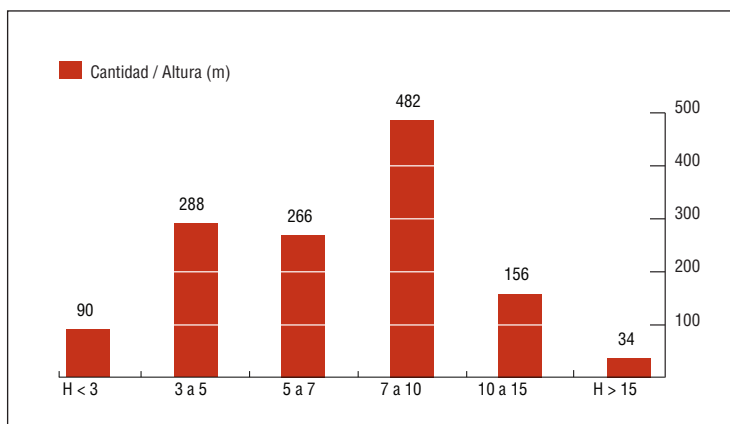
El ICOLD define como “Gran Presa”² a toda presa cuya altura sea mayor de 15 metros (medida desde el punto más bajo de su fundación hasta el coronamiento) o bien la que teniendo entre 10 y 15 metros de altura cumpla con alguna de las condiciones siguientes:

- Largo de coronamiento no menor que 500 m
- Volumen de almacenamiento no menor que 1.000.000 m³
- Capacidad de descarga no menor que 2.000 m³/s
- Fundaciones especialmente complicadas
- Diseño inusual

El Manual desarrolla las siguientes metodologías de diseño para Tajamares y Pequeñas Presas con el alcance mencionado y las limitaciones adicionales que se indican a continuación para cada caso:

1 ICOLD: *Internacional Commission on Large Dams*. <http://www.icold-ciqb.net>

2 Según esta definición, existen más de 180 proyectos de “Grandes Presas” inventariados en el Uruguay



Cantidad de Presas por Altura. Presas en Uruguay según inventario DINAGUA.

1. Dimensionado del volumen a embalsar.

La metodología que se presenta para el diseño hidrológico-hidráulico del volumen a embalsar está compuesta por el análisis de la oferta de agua a través del modelo de precipitación-escurrimiento y el análisis de la satisfacción de la demanda de acuerdo con el uso previsto del agua, a través de un balance hídrico del embalse. Esta metodología tiene aplicación amplia para todas las presas, aunque se deja en manos del profesional los criterios de aceptación de la satisfacción de la demanda obtenida del balance.

2. Determinación de la crecida de proyecto.

Se propone una metodología para la determinación del hidrograma de la avenida extraordinaria con base en el Método Racional y el del NRCS³ (USDA-NRCS, 1997). La metodología se calibró especialmente para pequeñas cuencas dentro del territorio uruguayo, y se recomienda su aplicación solamente para áreas de aporte menores de 1000 km².

3. Laminado de la crecida de proyecto, determinación del caudal máximo de la obra de descarga, y diseño del vertedero/aliviadero.

La metodología que se propone es aplicable para tajamares y pequeñas presas en aquellos casos en que se decida la construcción del aliviadero como canal de pendiente y sección uniformes al menos en un tramo de longitud mayor a cinco veces su ancho, ubicado fuera del terraplén y excavado en el terreno natural. Esta solución es la adoptada en la gran mayoría de los tajamares y pequeñas presas del Uruguay y se basa en considerar que el agua escurre por el canal-aliviadero con velocidades bajas y sin producir erosiones.

Además, este tipo de aliviadero es apto para aquellos casos en que por la capacidad de laminación del embalse se produce una significativa atenuación del caudal de la tormenta de diseño, aún cuando esta se inicie con el embalse lleno. Esta “capacidad de laminación” se puede cuantificar por la relación $Q_{v_{max}}/Q_{max}$ entre el caudal de diseño del vertedero ($Q_{v_{max}}$) y el caudal máximo de la crecida extrema (Q_{max}). Los vertederos tipo canal indicados en este manual se adaptan para valores de $Q_{v_{max}}/Q_{max} < 0,5$. Para valores mayores se recomienda el estudio de otros diseños para el vertedero.

Adicionalmente habrá casos en que por presencia de suelos rocosos o por los excesivos volúmenes de excavación resultantes de un canal demasiado largo, convenga estudiar otros diseños para reducir los costos del aliviadero. Estos diseños podrán comprender vertederos construidos o revestidos en hormigón, o no revestidos pero excavados total o parcialmente en roca, etc., pero la metodología para su diseño claramente está fuera del alcance de este Manual

³ *Natural Resources Conservation Service de los Estados Unidos (ex SCS).*
<http://www.nrcs.usda.gov/>

4. Diseño estructural de la presa, etapa constructiva y de mantenimiento.

Las recomendaciones básicas para el diseño estructural de las obras y los aspectos de detalles constructivos pueden obtenerse – para tajamares y presas menores a 5 metros de altura– del “Manual para el Diseño y la Construcción de Tajamares de Aguada” (García Petillo et al., 2008).

Para aquellas pequeñas presas mayores, se sugiere seguir las recomendaciones de “Diseño de Pequeñas Presas” (Bureau of Reclamation, 1987).

01 Etapas de un proyecto



- 1.1 Consideraciones generales
- 1.2 Dimensionado del volumen de embalse
- 1.3 Diseño hidrológico-hidráulico de las obras de vertido
- 1.4 Otros aspectos vinculados al diseño, construcción y mantenimiento de las obras

1. Etapas de un proyecto

1.1 Consideraciones generales

Elementos constitutivos de una presa

Un tajamar o pequeña presa (o represa) está constituido principalmente por la presa misma, apoyada en el terreno a través de los estribos laterales y de su fundación (Hay distintos tipos de presa según los materiales con que se construye).

- el embalse que contiene cierto volumen de agua, aguas arriba de la presa.
- la obra de toma y su conducción hacia aguas abajo, que permiten tomar y conducir el agua hacia el uso que esta tiene asignado.
- el aliviadero o vertedero, que permite evacuar sin daños por erosión los excesos de agua, evitando que el nivel del embalse suba más de lo permitido e impidiendo con ello el sobrepaso de la presa.

Demanda a satisfacer

Para iniciar el proyecto de una presa en primer lugar se debe definir el tipo de demanda de agua a satisfacer, y sus características y cantidades estimadas en función del tiempo. El agua puede ser utilizada para satisfacer una gran variedad de necesidades, 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.

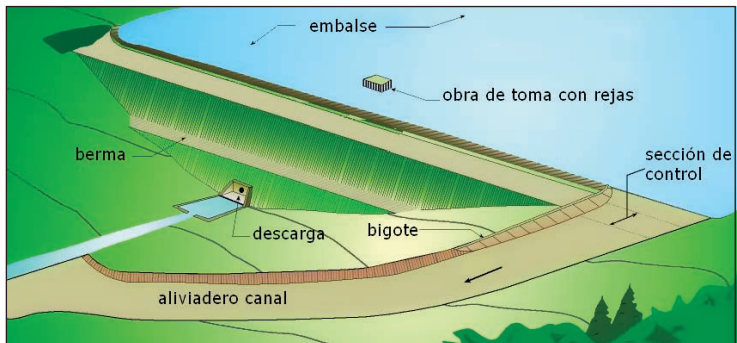


Figura 1. Elementos constitutivos de una presa



Indicadores

Existen varios indicadores específicos que guardan relación con el área cultivada para evaluar a grandes rasgos las características de un proyecto. Sin embargo, mencionamos a continuación solamente algunos que tienen que ver con la presa y el uso del recurso hídrico.

Se define la *eficiencia* de un tajamar o pequeña presa como la relación entre el volumen máximo embalsado y el volumen de la obra construida. Valores habituales de este indicador en pequeñas presas del Uruguay van entre 10 y 60.

La *capacidad de regulación interanual* del embalse, es la relación entre la capacidad de almacenamiento (entre los niveles de la toma y vertedero) y el volumen de escurrimiento anual medio de la cuenca.

La *capacidad de laminación de crecidas* se puede cuantificar por la relación $Q_{v_{max}}/Q_{max}$ entre el caudal de diseño del vertedero ($Q_{v_{max}}$) y el caudal máximo de la crecida extrema (Q_{max}).

La capacidad de laminación de crecidas tiene que ver también con la relación entre el área de la cuenca de aporte y el área del embalse a nivel de vertedero. Valores de $Q_{v_{max}}/Q_{max} > 0,5$ son frecuentes cuando se construye un embalse muy pequeño para una determinada cuenca, por lo que el vertedero pasa a ser un elemento sumamente importante en el costo total de la obra.

Selección del sitio de la represa

No es conveniente ubicar la represa en lugares donde existan viviendas permanentes o instalaciones de importancia junto al cauce dentro del área afectada ante una eventual falla de la estructura.

Si no hubiera otra alternativa, la selección de un sitio así obligará a realizar un diseño más cuidadoso y a extremar las precauciones y controles durante la construcción, la operación y el mantenimiento de la obra, lo que en definitiva redundará en un mayor costo. La misma represa ubicada en otro lugar con menores consecuencias dentro del área potencialmente afectada podría ser proyectada, construida, operada y mantenida con menores requerimientos técnicos.

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

Desde el punto de vista del volumen de obra, un buen sitio para una represa es generalmente una sección estrecha de un valle, de pendientes laterales fuertes, donde se puede disponer de un gran volumen embalsado con un dique de pequeño volumen, optimizando la eficiencia de la inversión.

La disponibilidad de material aceptable para la construcción de la represa es otro factor muy importante en la selección del sitio. Hay una relación directa entre la disponibilidad de materiales en el sitio y el diseño de la sección de la presa a construir. Este diseño debe optimizar el uso de los materiales disponibles en la cercanía del sitio elegido.

Es recomendable que los suelos en la zona a inundar por el embalse tengan un horizonte impermeable de espesor suficiente para prevenir una excesiva infiltración. Esto debe tenerse presente también a la hora de planificar excavaciones para las áreas de préstamo o yacimientos de materiales para la construcción de la presa.

Las características del material del terreno en profundidad también son importantes para decidir el emplazamiento de una represa o tajamar. Si se quiere una obra impermeable, conviene que se construya sobre terrenos impermeables además de resistentes. Pueden construirse presas sobre terrenos permeables, siempre y cuando el diseño tenga en cuenta este aspecto específicamente.

Relevamiento topográfico del lugar

Para evaluar un probable lugar de cierre del valle es necesario realizar un relevamiento topográfico y estimar la capacidad del embalse y las cotas de las obras de toma y de vertido.

El relevamiento topográfico mínimo para un tajamar consiste en un perfil altimétrico a lo largo del eje del dique y del vertedero, y en el relevamiento planialtimétrico de una cantidad suficiente de puntos en el vaso que permita estimar áreas y volúmenes de embalse que permita describir el vaso con curvas de nivel cada por lo menos un metro, como mínimo hasta un metro más que la cota superior de la represa.

Para los tajamares de baja altura se puede estimar el volumen del vaso como el 40% del producto del área embalsada por la altura máxima.

Para la delimitación de las superficies a inundar con el embalse, se recomienda dibujar el trazado de la curva de nivel del embalse lleno a nivel del umbral del vertedero, y además la curva de nivel del embalse en su cota máxima de vertido. Estas curvas representan información necesaria para el estudio de la vinculación jurídica de los predios inundados y la delimitación de las servidumbres definitivas y temporarias respectivamente.

Asimismo, si se prevé evaluar la construcción de un vertedero-canal, es importante realizar al menos un perfil longitudinal completo donde se prevea su desarrollo, comenzando en la zona de inicio del vertido hasta la zona donde se va a descargar el caudal, lejos del terraplén. Esto permite tener en cuenta la pendiente del terreno en el estudio de

la sección y características del vertedero. Para evaluar los volúmenes de excavación y relleno se recomienda incluir el relevamiento de secciones transversales al eje del canal.

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

Este mojón a su vez, deberá estar referenciado al cero oficial del Servicio Geográfico Militar del Uruguay⁴.

De hecho, esta referencia absoluta de nivel para el volumen almacenado será un dato esencial para la DINAGUA para alcanzar el desarrollo de una gestión integrada del recurso hídrico a nivel de cuenca.

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, el área de la cuenca debería tener un tamaño suficiente para que aún con la variabilidad existente en los escurrimientos anuales, el aporte al embalse cubra la cantidad de agua a almacenar para el período de seca. Por el contrario el área de la cuenca no debería ser muy grande en relación con la capacidad de almacenamiento del embalse, para que las estructuras necesarias de vertido funcionen realmente como vertederos de emergencia solo ante eventos verdaderamente extremos.

Para mantener la profundidad y capacidad de la represa es necesario que el flujo de agua superficial esté 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 aportes, siendo conveniente que el suelo tenga una buena cobertura de árboles o pasturas. Si existen áreas cultivadas, éstas deberían ser protegidas con prácticas ambientalmente adecuadas, por ejemplo la siembra según curvas de nivel. En el caso que la cuenca de aporte tenga signos fuertes de erosión se recomienda estudiar la mejor oportunidad para la construcción de la represa en relación con las medidas de protección de suelos que se puedan implementar.

Evaluación de los suelos para la obra

Los suelos en la zona inundable de la represa deberían ser suelos

⁴ El Cero Oficial del Servicio Geográfico Militar de Uruguay está 0,91 metros sobre el Cero Wharton.

de baja productividad y tener un horizonte impermeable y de espesor suficiente para prevenir una excesiva infiltración.

Los materiales existentes en el sitio seleccionado para la construcción del terraplén deben dar resistencia mecánica y estabilidad suficiente y además prevenir una excesiva percolación por abajo del terreno.

Antes de empezar el proyecto se recomienda considerar la posibilidad de realizar estudios de campo y laboratorio que permitan realizar una caracterización geotécnica⁵ de los suelos disponibles para construir la obra, además de evaluar el terreno donde se va a apoyar.

Así mismo se recomienda realizar la caracterización de los posibles yacimientos, evaluando su suficiencia en cantidad, el espesor de cubierta vegetal a retirar para su utilización productiva, las distancias de transporte, etc.

Requerimientos de vertido

La función de las obras de vertido es conducir el agua en exceso 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 aún cuando esta se inicie con el embalse lleno, considerando la reducción proveniente del laminado en el almacenamiento.

No importa qué tan bien se ha construido una represa, si la capacidad del vertedero es inadecuada o estuviera semi-obstruido, la presa se puede destruir durante la primera tormenta extrema por lo que es un elemento clave desde el punto de vista de la seguridad de la obra.

Para tajamares y presas de baja altura es usual diseñar el aliviadero como un vertedero canal excavado a media ladera fuera del terraplén y protegido con pasturas naturales. Un vertedero canal debe realizarse sobre suelos y topografía que permitan que la descarga del caudal máximo se pueda realizar suficientemente apartada del terraplén, y con una velocidad que no cause una apreciable erosión dentro del canal y en el lugar de descarga.

Se recomienda proyectar el canal aliviadero en la margen opuesta al de riego. Si esto no fuera posible, cada vez que funcione el vertedero la descarga provocará la erosión del canal de riego en un cierto

⁵ Una caracterización geotécnica del perfil en la zona del emplazamiento incluye estudios de granulometría, humedad, densidad, plasticidad, permeabilidad y parámetros de resistencia al corte obtenidos de muestras de distintos puntos y a diferentes profundidades. En algunos casos puede justificarse también realizar estudios de dispersividad de los materiales.



tramo, tal como ocurre en todos los cruces del canal de riego con las cañadas que llegan al cauce. Se termina erosionando el canal de riego, y debe ser reconstruido al inicio de la zafra o al final de cada lluvia con vertimiento.

Salvo condiciones del terreno particularmente aprovechables, para presas de altura mayor a 10 metros la construcción de un vertedero canal posiblemente insumirá -considerando una pendiente habitual del 1%- una longitud de más de 1000 m de desarrollo. Longitudes de este orden implican muchas veces costos muy elevados, recomendándose fuertemente el estudio de otras soluciones para el diseño del aliviadero (Vertederos en hormigón con disipadores de energía, u otros diseños).

Seguimiento durante la construcción e informe de final de obra.

Se recomienda que un profesional competente realice el seguimiento de la construcción de la obra para asegurar que se cumpla con todos los procedimientos establecidos según el proyecto específico y con las mejores reglas del arte.

Durante la construcción de la obra, el profesional deberá supervisar y registrar toda la información necesaria y suficiente para elaborar un informe final una vez concluida la etapa constructiva. Dicho informe (con planos, fotografías y memoria técnica) cumplirá dos objetivos principales:

- La certificación ante la autoridad competente de que la obra efectivamente se construyó de acuerdo con el proyecto presentado y autorizado y que se encuentra en condiciones para llenar el embalse y cumplir con su objetivo.
- La documentación de las principales características de la obra construida para facilitar eventuales futuras intervenciones de mantenimiento y la evaluación de posibles anomalías en su comportamiento.

1.2 Dimensionado del volumen de embalse

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 DINAGUA autoriza un volumen máximo a embalsar entre las cotas de toma y vertedero dependiendo del aporte de la cuenca y de los derechos ya concedidos a otros usuarios. La DINAGUA no emite opinión sobre la satisfacción de la demanda requerida.

Metodológicamente, en una primera etapa, se debe estimar el volumen de escurrimiento de la cuenca. En una segunda etapa, para

diversos volúmenes a embalsar, mediante un balance hídrico se analizará su comportamiento frente a la demanda.

En el Uruguay se dispone de una red hidrométrica que mide niveles y caudales en cuencas de miles de km². Sin embargo, en general para el diseño hidrológico de embalses de pequeñas presas con cuencas de aporte de superficies de algunas decenas de hás a decenas de km², no se dispone de series históricas de caudales medidos.

Es necesario entonces 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 y de los ciclos anuales medios de evapotranspiración potencial.

Luego se realiza un balance hídrico para varios volúmenes de embalse, considerando por un lado los volúmenes entrantes (escurrimientos que ingresan y precipitación sobre el embalse) y por el otro los salientes (demanda de agua para riego, evaporación, pérdidas y vertidos).

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

En el Anexo A.6 se describe una forma de implementar el modelo de Temez para la estimación de los escurrimientos ingresantes a la cuenca, mientras que en el Anexo B se presenta una posible implementación del balance hídrico entre los volúmenes ingresantes y los salientes.

1.3 Diseño hidrológico-hidráulico de las obras de vertido

El dimensionado del volumen del embalse es un aspecto del diseño que busca optimizar la inversión maximizando la eficiencia en el uso del recurso hídrico. Esta primera parte del diseño permite dar las dimensiones básicas de las obras necesarias, como lo son la cota del nivel máximo normal del embalse que será la cota del vertedero, y la cota de la obra de toma para riego. Sin embargo, la segunda etapa es el diseño de las diferentes obras necesarias para el funcionamiento del embalse, obras que serán diseñadas optimizando la seguridad de las mismas.

Obras de vertido

En el diseño de las obras de vertido de un embalse es necesario emplear un balance hidráulico-hidrológico 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-escurrimiento 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 según un cierto período de retorno, para determinar la tormenta de diseño, 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 C se presentan dos métodos para su cálculo: el Método Racional y el Método del NRCS.

Cuando una tormenta se presenta y el embalse está lleno, el almacenamiento por encima del nivel de vertido cumple un papel laminador de la crecida, de acuerdo a la geometría del vaso en esos niveles y las características del vertimiento. Este fenómeno está regulado por el comportamiento hidráulico de la obra de vertido. En el Anexo D se presenta la metodología para considerar el laminado de una crecida en el embalse y el funcionamiento hidráulico de un aliviadero con canal de vertido. En el Capítulo 3 se presenta una simplificación importante de esta metodología que es aceptable para tajamares y represas pequeñas, y que puede utilizarse como primera aproximación en el caso de grandes presas.

1.4 Otros aspectos vinculados al diseño, construcción y mantenimiento de las obras

Diseño estructural de la Presa y su fundación

Contando con los estudios de campo y de laboratorio necesarios para la adecuada caracterización geotécnica tanto del terreno de fundación de la presa como de los materiales posibles de utilizar en su construcción, se realiza la selección del tipo de presa más conveniente.⁶

Luego se verifica la altura de diseño de la presa sumando todos sus componentes, y se pasa a la determinación de los restantes aspectos geométricos de la sección de acuerdo con los materiales disponibles. Se determina la pendiente de los taludes, el ancho del coronamiento, la geometría interior si la sección es heterogénea (es decir compuesta por diferentes materiales) y el diseño del dentellón de anclaje.

Una vez prediseñada la geometría, se verifica la estabilidad de los

⁶ La gran mayoría de presas construidas en el Uruguay para riego con destino agrario son terraplenes de arcilla de sección homogénea modificada.

taludes al deslizamiento y su seguridad contra erosión interna y tubificación. En general se requerirá la incorporación de sistemas específicos de drenaje para disminución de las subpresiones y protección contra la erosión interna. De acuerdo con las características de la fundación podrá requerirse de tratamientos especiales de consolidación, inyecciones de impermeabilización y/o sistemas de drenaje o alivio de presiones.

Luego de acuerdo con la pendiente del talud aguas arriba, la profundidad del embalse y las características del viento y su incidencia sobre la presa se determinan las características de la protección contra el oleaje. Normalmente en presas de más de cinco metros de altura se sugerirá el uso de enrocados en los niveles de fluctuación del embalse.

Las obras auxiliares

Son de vital importancia el diseño de detalle de los aspectos constructivos de la obra de toma, descargador de fondo y vertedero auxiliar.

Para minimizar los riesgos de tubificación alrededor de tuberías que atraviesan la presa se recomienda estudiar la instalación de dispositivos filtrantes que según publicaciones internacionales se aconsejan frente a los collarines impermeables usados habitualmente.

La etapa constructiva

Se describen brevemente las necesidades de demarcación de áreas de préstamo y de las diferentes partes de las obras, así como las tareas de desmonte, limpieza y manejo de las áreas de préstamo.

Se describen los aspectos sustanciales del tratamiento de la fundación y de la excavación y construcción del dentellón de anclaje.

Se dan las recomendaciones principales para las tareas de colocación y compactación de materiales, mencionando los controles más importantes a realizar sobre los materiales compactados al avanzar la construcción de represas de más de cinco metros de altura (controles de humedad, granulometría, plasticidad, densidad Proctor, y controles dimensionales de las obras).

Se dan algunas recomendaciones también para la construcción de las obras auxiliares, especialmente las tuberías que atraviesan el terraplén, así como las obras de toma y de disipación de energía.

Así mismo se dan algunas recomendaciones sobre la instalación de instrumentos y dispositivos de medición tanto para el monitoreo de la gestión del agua como para el control del comportamiento de la presa en los casos que se requiera.

Se sugiere la ejecución de ciertos trabajos de terminaciones, así como coberturas con pasturas para recuperación del paisaje y fijación del suelo.

Finalmente se recomiendan las cuestiones principales a incluir en un informe final de obra.

Mantenimiento

Como primera medida se dan las pautas básicas para la planificación y desarrollo de un control del primer llenado del embalse, en función de que esta etapa es la más crítica en la vida útil de toda obra de contención.

Así mismo se brindan los elementos esenciales para realizar un “check list” para el registro de Inspecciones de rutina y especiales, y para el manejo de la información útil para el control del comportamiento de la presa. Se recomienda la realización de un mantenimiento periódico y las reparaciones urgentes que surjan de la inspección.

Finalmente se dan recomendaciones para el manejo de la información necesaria para el monitoreo de la gestión del agua.

02 Dimensionado del volumen de embalse



- 2.1 Volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte
 - 2.1.1 Datos necesarios para la aplicación del modelo
 - 2.1.2 Estructura del modelo
- 2.2 Balance hídrico mensual en un embalse



2. Dimensionado del volumen de embalse

Dada la topografía del lugar seleccionado para la presa se pueden analizar varias combinaciones de cotas de comienzo de vertido y de toma de agua. El volumen de almacenamiento es el volumen contenido en el embalse entre dichos niveles.

El volumen óptimo de almacenamiento en el embalse depende del grado de satisfacción de la demanda, que se analiza estadísticamente a través de un balance hídrico mensual 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.

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

En los puntos 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 - Escurrimiento mensual de Temez (1977). El modelo ha sido calibrado a partir de 12 cuencas aforadas por la DINAGUA. Estas cuencas fueron estudiadas en "Balances Hídricos Superficiales en Cuencas del Uruguay" (Genta et al., 2001). La descripción detallada del modelo se presenta en el Anexo A.

2.1.1 Datos necesarios para la aplicación del modelo

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

Precipitación Mensual.

Se debe disponer la serie histórica de precipitaciones acumuladas mensuales del pluviómetro más cercano a la cuenca y se recomienda un período de 30 años de los registros más recientes. La DINAGUA incorporó esta información -generada por la Dirección Nacional de Meteorología- en el archivo que complementa este Manual y que está disponible en Internet.

P_i : Precipitación en la cuenca (mm/mes)

Área de la cuenca de aporte.

A partir de las cartas 1:50.000 o 1:25.000 del Servicio Geográfico Militar⁷ se delimita la cuenca de aporte y se determina su superficie:

AC : Superficie de la cuenca de aporte (ha)

Agua Disponible

Se calcula la cantidad de agua disponible de los suelos de la cuenca ponderando por las respectivas áreas ocupadas de cada Unidad Cartográfica de suelo (ver Cuadro 2.1).

La Unidad Cartográfica de los Suelos se extrae de la versión digital de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay (ver Mapa 2.1) actualmente preparada para su uso con un Sistema de Información Geográfico y disponible en Internet.⁸

Asimismo, puede aproximarse un valor del Agua Disponible mediante la ubicación del área de la cuenca en el Mapa 2.2.

AD : Agua Disponible de los Suelos (mm)

Ciclo anual medio de evapotranspiración potencial

El ciclo anual medio de evapotranspiración potencial se calcula a partir del Mapa 2.3. Localizando en él el baricentro de 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 Mapa 2.3) y multiplicando dichos valores por ETP_m se obtiene el ciclo anual medio de evapotranspiración potencial para esa localización:

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

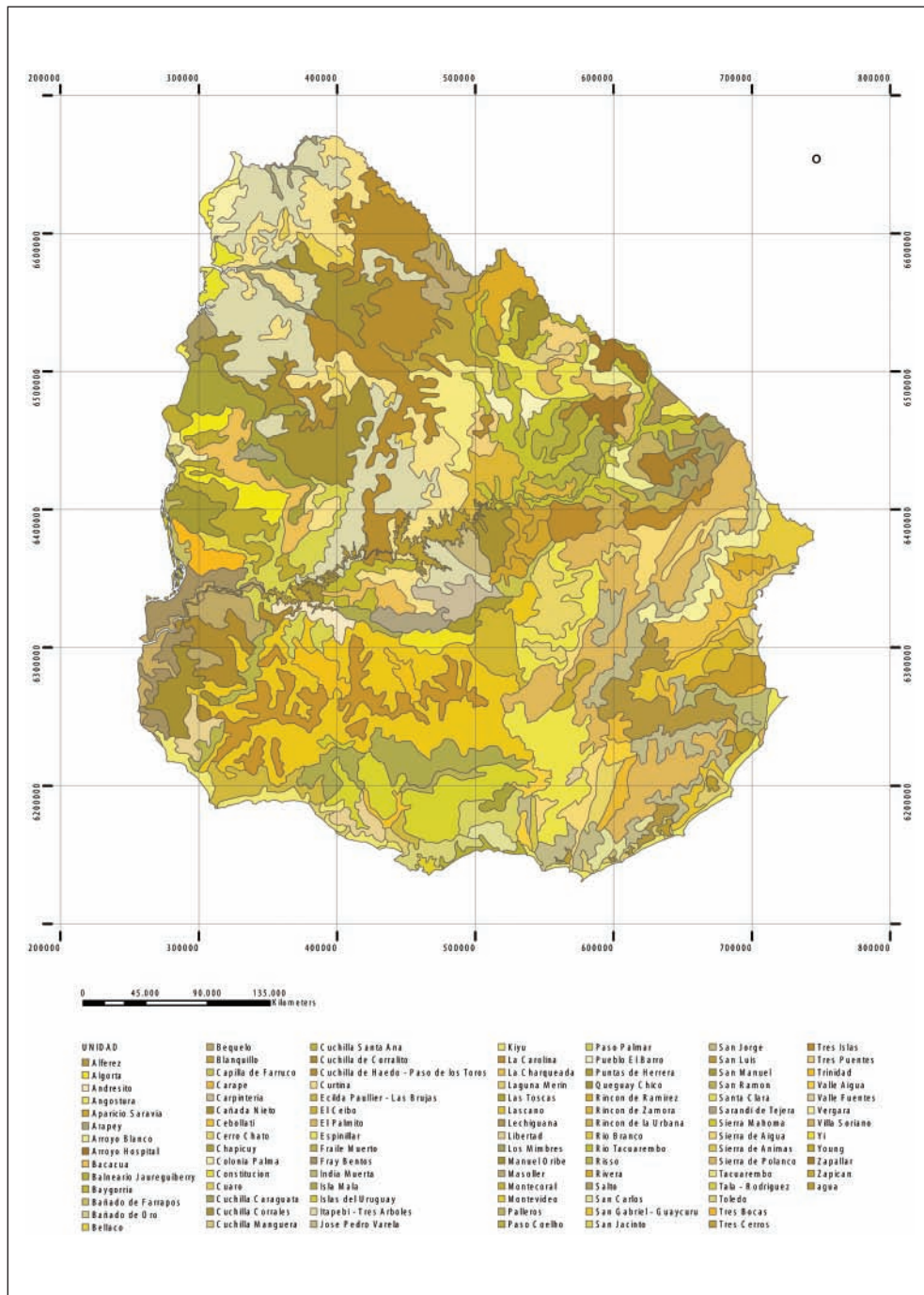
⁷ Servicio Geográfico Militar, Av. 8 de Octubre 3255. Montevideo, Uruguay
Tel: (598) 2487 1810; Fax: (598) 2487 0868
e-mail: sgmventas@sgm.gub.uy; sgmventas@ejercito.mil.uy
<http://www.ejercito.mil.uy/cal/sgm/principal1024.html>

⁸ Disponible en
<http://www.cebra.com.uy/renare/compendio-de-suelos-del-uruguay-gratis-y-por-internet/>

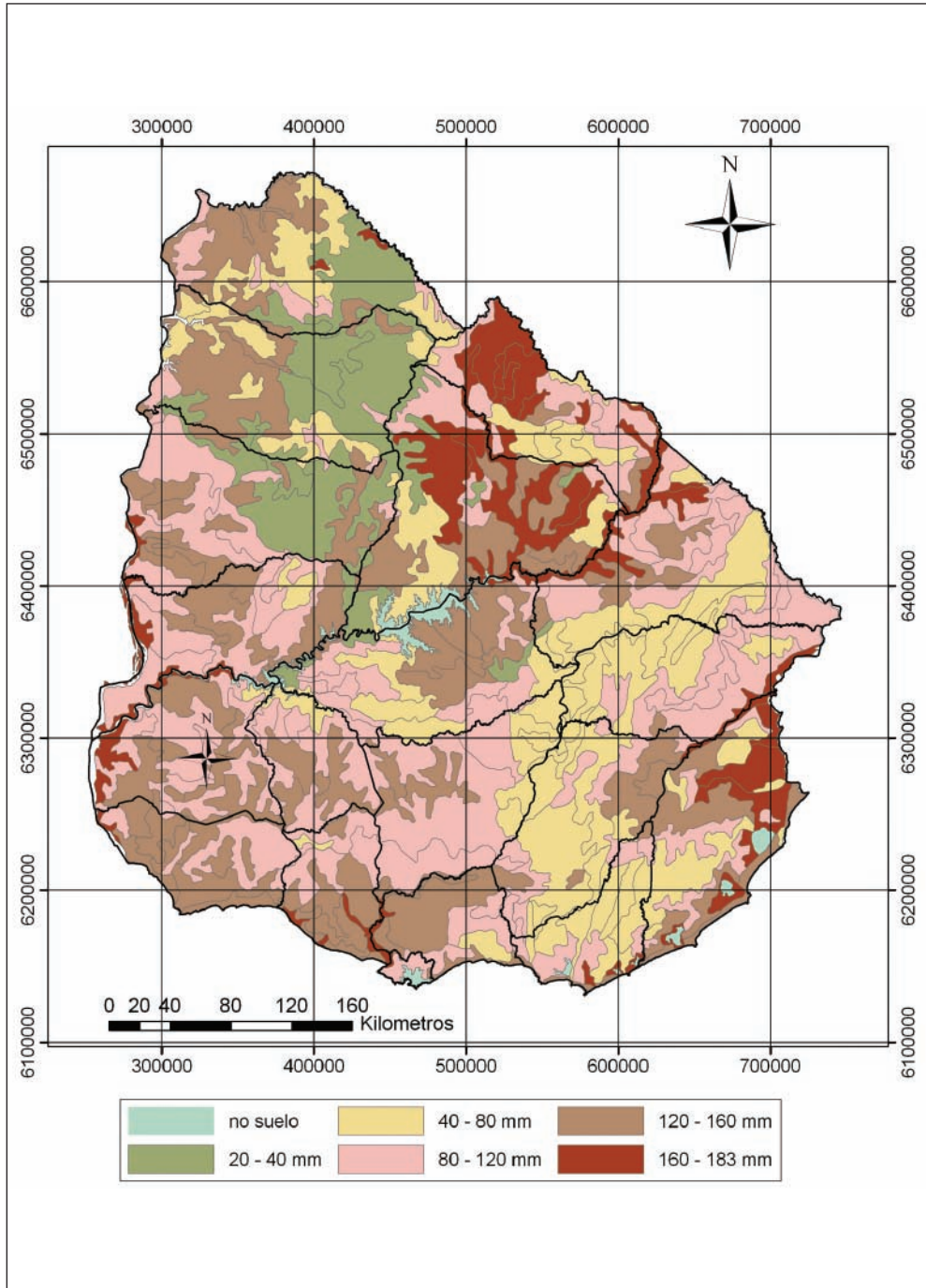
AGUA DISPONIBLE DE LOS SUELOS DEL URUGUAY

Unidad Cartográfica de Suelos	Agua Disponible (mm)	Unidad Cartográfica de Suelos	Agua Disponible (mm)
Alfárez	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
Bacacú	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
Bequelő	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 – P. 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 Ánimas	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
Fraila 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		

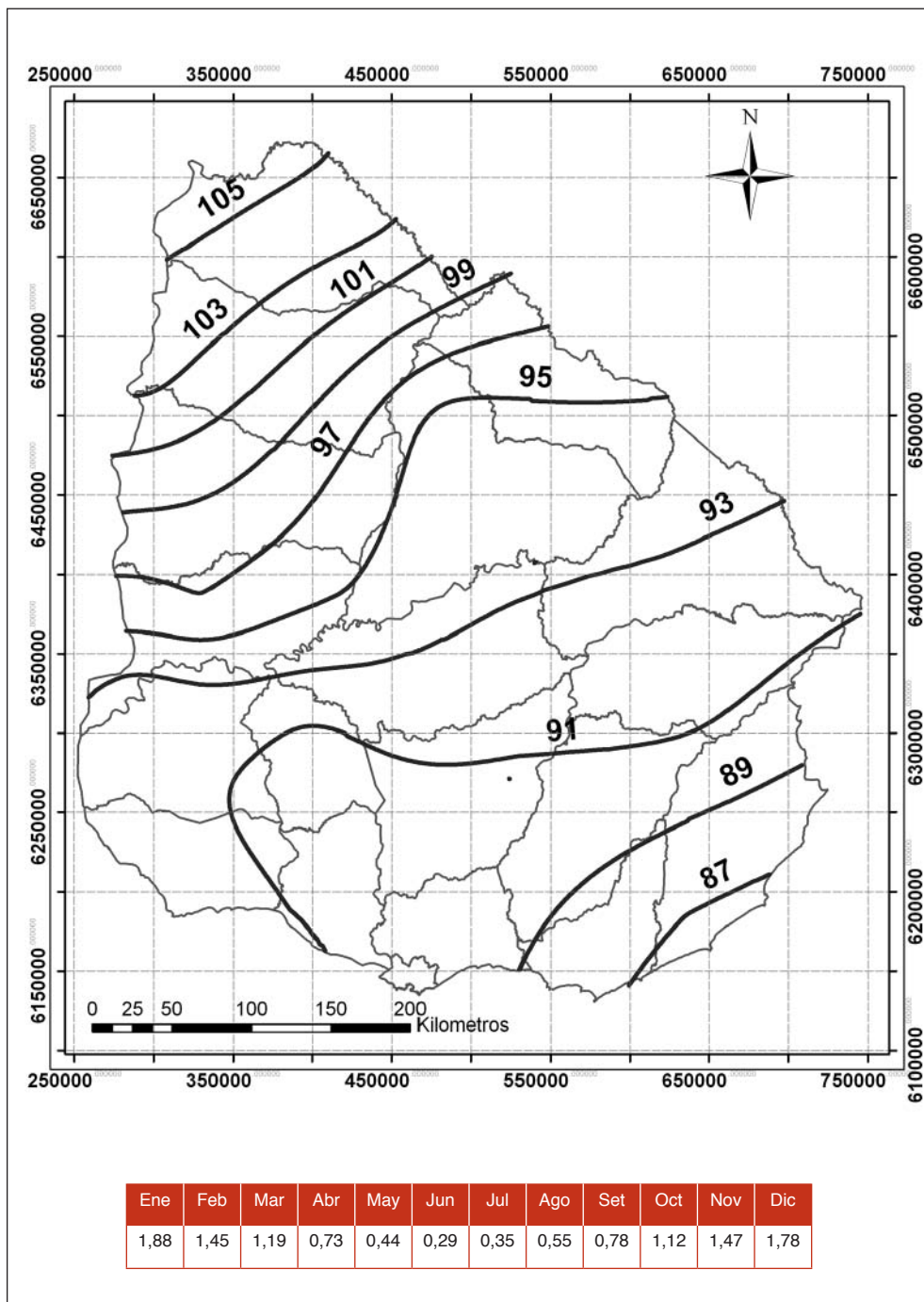
Cuadro 2.1. Agua Disponible de los suelos del Uruguay (Molfino y Califra, 2001)



Mapa 2.1 Esquema reducido de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay



Mapa 2.2 Agua disponible en los suelos del Uruguay
 (Fuente: RENARE, 2005; elaborado por D.E.B – D.S.A (2001))



Mapa 2.3 Islóneas de evapotranspiraci3n media anual (ETPm , mm/mes) y ciclo anual medio de evapotranspiraci3n (ETPi/ETPm).

En la aplicación del modelo de Temez estos valores de ciclo medio deben ser repetidos en todo el periodo de cálculo.

2.1.2 Estructura del modelo

El modelo de Temez es un modelo de balance hídrico agregado, que estima el escurrimiento 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 Figura 2.1: 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).

Para el cálculo de los escurrimientos mensuales se debe seguir la rutina establecida en el Anexo A6, que puede ser implementada en una planilla de cálculo.

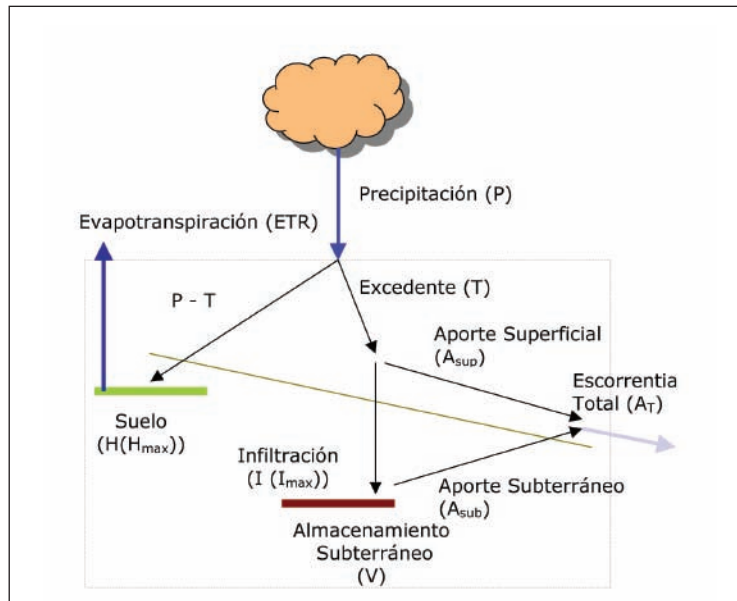


Figura 2.1 Modelo de Precipitación Escurrimiento (Temez, 1977)



2.2 Balance hidrico mensual en un embalse

Geometría del vaso del embalse:

El relevamiento topográfico de la zona de emplazamiento del embalse debe realizarse como mínimo hasta la cota de coronamiento de la presa. Se trazan las curvas de nivel por lo menos cada 1 metro (cotas H_i , referidas al cero oficial del SGM) y se determina la superficie (A_i) para cada curva de nivel.

Luego se debe obtener los coeficientes de las ecuaciones representativas de las relaciones volumen-altura y área-altura, ajustadas especialmente para la zona de interés, que es entre los niveles de la obra de toma y el vertedero.

Para esto, se calcula una cota especial (H^*) utilizando las áreas medidas (A_i) y las cotas (H_i) en ese rango de niveles, que no será necesariamente la cota correspondiente al fondo real del vaso, donde el área es cero.

$$H^* = \text{promedio} \left[\left(\sqrt{\frac{A_i}{A_0}} H_0 - H_i \right) / \left(\sqrt{\frac{A_i}{A_0}} - 1 \right) \right]_{i=1}^{i=n}$$

Con la serie de alturas virtuales calculadas por las diferencias $H_i - H^*$ y las áreas correspondientes, se obtiene la función A_{emb} más ajustada a la geometría del vaso en la zona de interés, calculando los coeficientes α y β por mínimos cuadrados de las funciones logarítmicas:

Cota	(m)	H_0	H_1	H_2	H_n
Superficie	(ha)	A_0	A_1	A_2	A_n
Altura *	(m)	$H_0 - H^*$	$H_1 - H^*$	$H_2 - H^*$	$H_n - H^*$
Lg(A_i)		Lg(A_0)	Lg(A_1)	Lg(A_2)	Lg(A_n)
Lg($H_i - H^*$)		Lg($H_0 - H^*$)	Lg($H_1 - H^*$)	Lg($H_2 - H^*$)	Lg($H_n - H^*$)

$$\text{Superficie de embalse } A_{emb}(H_i - H^*): A_i = \alpha (H_i - H^*)^\beta \quad (\text{ha})$$

$$\text{Lg}(A_i) = m + n \text{Lg}(H_i - H^*)$$

$$\alpha = 10^m ; \quad \beta = n$$

La función V_{emb} resulta de integrar A_{emb}

Volumen embalsado

$$V_{emb\ i}(H_i - H^*): V_{emb\ i} = 0.01 \alpha / (\beta + 1) (H_i - H^*)^{\beta+1} \quad (\text{Hm}^3)$$

Caracterización del volumen a embalsar:

Definido el vaso del embalse, el volumen de almacenamiento (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. Generalmente se la considera con un ciclo anual que se repite durante todo el período analizado. En el caso que la demanda sea 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 "Evaporación de tanque A" por un coeficiente de corrección tanque-embalse:

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

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	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

Cuadro 2.2 Ciclo anual medio de evaporación de tanque en Uruguay
Fuente: Dirección Nacional de Meteorología.

E_t : Evaporación mensual en el tanque mas cercano (mm)

E_{vi} : Evaporación mensual en el embalse (mm)

Para su cálculo se presentan en el Cuadro 2.2 los valores medios de “Evaporación mensual de tanque A” en el periodo 1985-99 existentes en el Uruguay.

Aportes mensuales de agua al embalse:

V_{esci} : Escurrimiento 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:

La siguiente es la ecuación de balance mensual y el volumen de control donde se aplica se muestra en la Figura 2.2

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

Se recomienda simular el comportamiento del embalse con una serie de datos de precipitaciones de 30 años.

Se calcula mes a mes (i) el volumen que pudo entregar el embalse para el riego (V_{ri}), y se realiza un análisis de garantía de la obra (H_t y H_v) para cubrir la demanda (V_{di}).

El volumen de agua por infiltración en el vaso, las filtraciones a través del dique y su fundación y el caudal de servidumbre V_{si} (Hm³), en una primera aproximación se pueden considerar nulos.

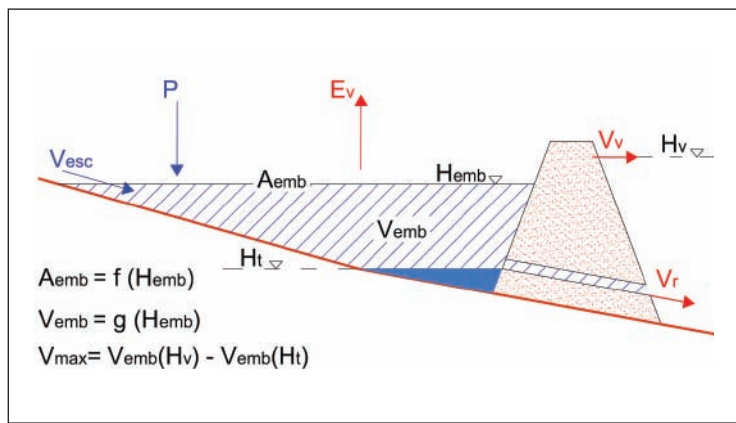


Figura 2.2 Elementos para el dimensionado del volumen a embalsar

Satisfacción 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.

Cambiando las características de la obra, esencialmente la cota de vertido, es posible contrastar los beneficios asociados a la oferta de agua (posibilidad de ampliar el área cultivada) con el costo de la obra, conociendo el riesgo de satisfacción de la demanda en cada alternativa.

A partir de los volúmenes que resulten disponibles para riego según cada cota de vertido analizada se puede describir un índice de satisfacción de la demanda según el área regada (Ar), mediante:

$$\text{Índice de Satisfacción de la Demanda: } ISD = \frac{\sum V_{ri}}{\sum V_{di}}$$

Las sumatorias se efectúan sobre la planilla del balance hídrico desde el inicio del primer año hidrológico completo.

El gráfico de la Figura 2.3 ilustra un análisis de la información obtenida para la definición de la cota del vertedero. Una vez definido este valor, quedará determinado el volumen a embalsar así como el resto de las dimensiones básicas de las obras necesarias (ancho del vertedero, cota de coronamiento de la presa, etc.)

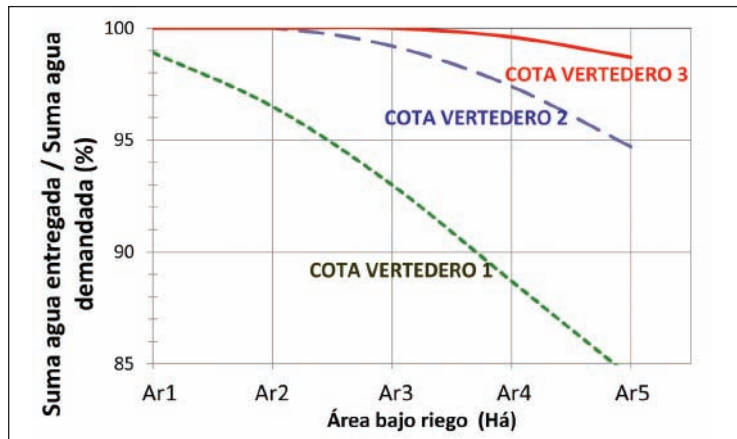


Figura 2.3 Análisis de satisfacción de la demanda

03 Diseño de las obras necesarias



3.1 Aliviadero

3.1.1 Determinación de la Avenida Extraordinaria

3.1.2 Laminado de la Avenida Extraordinaria - Cálculo simplificado.

3.1.3 Caudal específico del Vertedero-Canal

3.1.4 Determinación del Ancho del Vertedero-Canal

3.2 Presa

3.2.1 Determinación de la cota de coronamiento de la presa

3. Diseño de las obras necesarias

3.1 Aliviadero

Se presenta a continuación el diseño hidrológico e hidráulico del vertedero canal, pues es el tipo de aliviadero que más comúnmente se adapta a los tajamares y pequeñas presas en el Uruguay. Las limitaciones a la aplicación de este diseño fueron ya explicitadas en la Introducción.

El cálculo de las dimensiones del vertedero se realiza a partir del tránsito en el embalse de una avenida extraordinaria de período de retorno $Tr: Q(Tr, t)$.

Se proponen los siguientes períodos de retorno de las tormentas extraordinarias, de acuerdo al tipo de obra:

- Para tajamares y presas menores a 5 metros de altura, $Tr = 50$ años
- Para pequeñas presas: $Tr = 100$ años

En todos los casos corresponderá verificar que la inundación que provoque la eventual falla de la presa por sobrepaso no tenga como potencial consecuencia la pérdida de vidas o daños importantes a terceros o al medioambiente.

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

El ancho del vertedero (B) queda asociado al valor asumido del espesor de la lámina de crecida máxima (E), por encima de la cota de inicio del

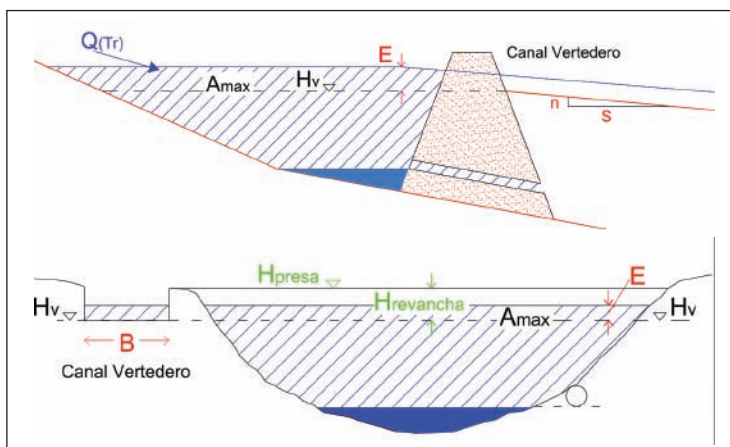


Figura 3.1. Descripción del vertedero



vertido. El esquema del cálculo es el indicado en la Figura 3.2:

3.1.1 Determinación 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 una cuenca mayor, se la debe subdividir en subcuencas, y considerar el tránsito en la misma.

3.1.1.1 Tiempo de concentración

A partir de la carta 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 Servicio Geográfico Nacional 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

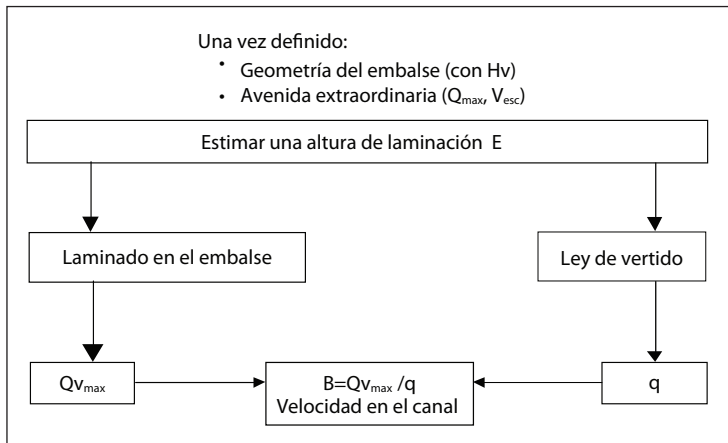


Figura 3.2. Secuencia de cálculo del ancho del verteder

concentrado, el tiempo de concentración se calcula por el método de velocidad del NRCS:

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

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

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

3.1.1.2 Precipitación máxima

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)
Área 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, interpolando en las isoyetas del Mapa 3.1

ii) A partir del período de retorno (T_r), se calcula el coeficiente de

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

Tabla 3.1 Coeficiente k del método del NRCS. (Extraído de la Tabla 15-1 de USDA-NRSC, 2007)



corrección $[CT_{(T_r)}]$ según la siguiente ecuación (Figura 3.3):

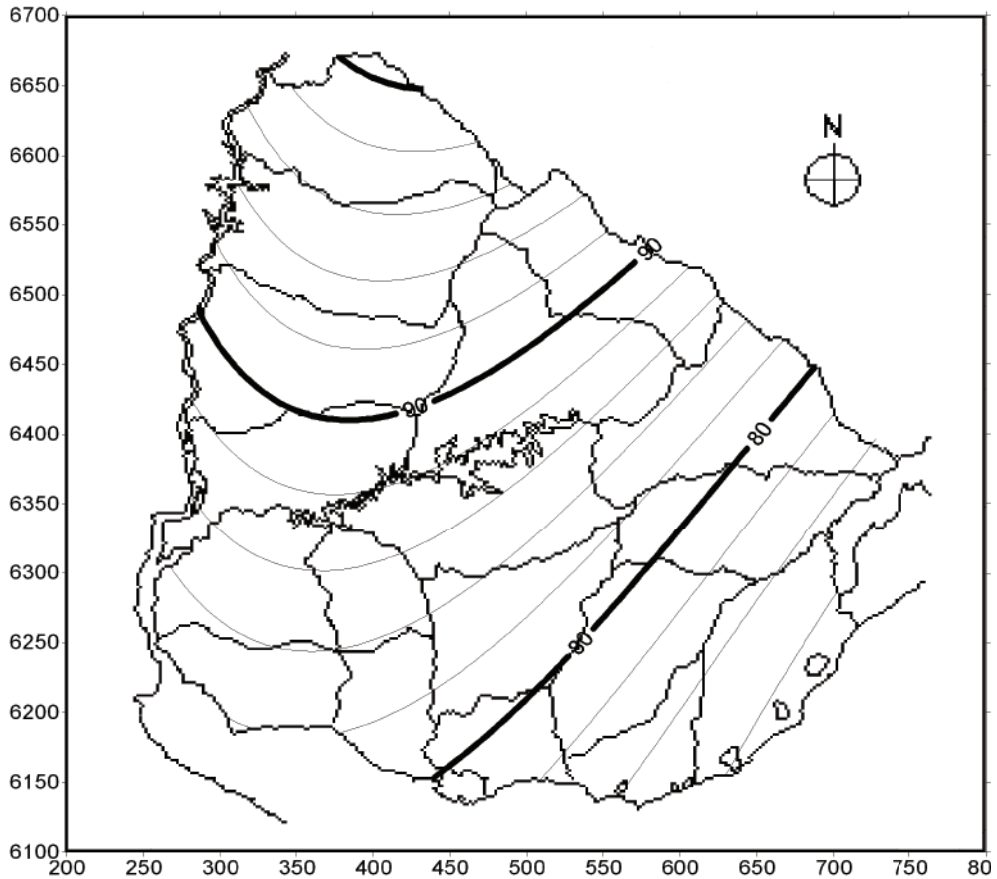
$$CT_{(T_r)} = 0.5786 - 0.4312 \log \left[\text{Ln} \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

iii) A partir de la duración de la lluvia (d), se calcula el coeficiente de corrección $[CD_{(d)}]$ según la siguiente ecuación (Figura 3.4):

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

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

iv) A partir de la superficie de la cuenca (A_c) y la duración de la lluvia



**Mapa 3.1 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.
Precipitación de 3 horas de Duración y 10 años de Período de Retorno**

(d), se calcula el coeficiente de corrección $[CA_{(A_c,d)}]$ según la siguiente ecuación (Figura 3.5):

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

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

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

3.1.1.3 Estimación del caudal máximo y el volumen de escorrentía 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 NRCS. Cuando el tiempo de concentración sea mayor a 20 minutos y el

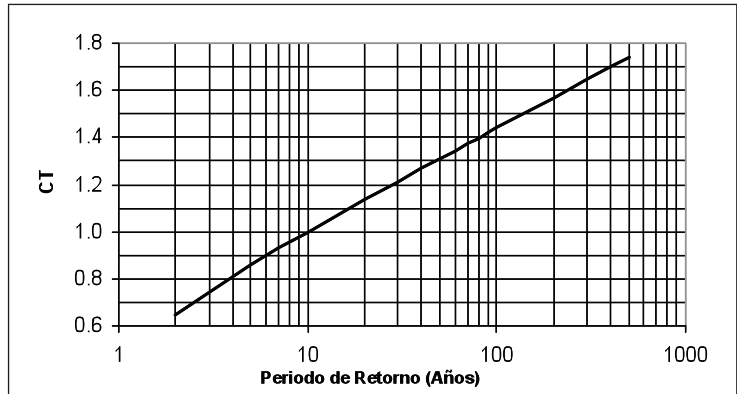


Figura 3.3 Coeficiente de corrección según el Período de Retorno

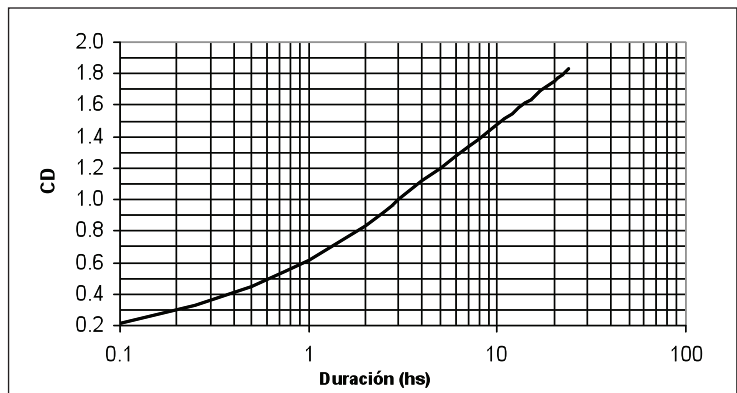


Figura 3.4 Coeficiente de corrección según la Duración

área de la cuenca de aporte sea menor a 400 has se deben verificar ambos métodos.

3.1.1.3.1 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:

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

donde:

- P_{cuenca} - pendiente de la cuenca (%)
- DH - diferencia de cotas entre las curvas de nivelseleccionadas (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

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

donde:

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

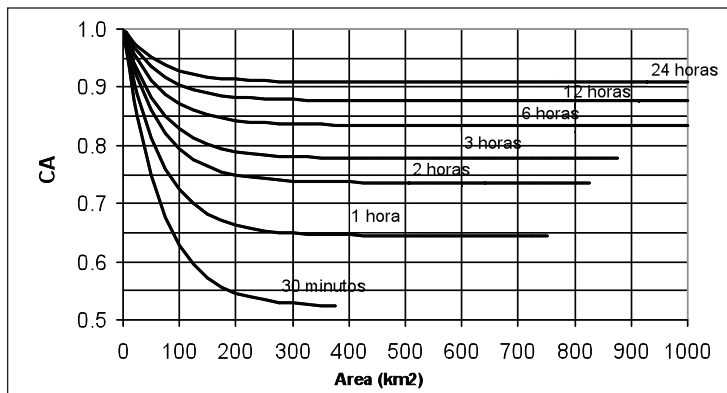


Figura 3.5 Coeficiente de corrección según la superficie de la cuenca

3.1.1.3.2 Por el Método del NRCS (USDA-NRSC, 2007)

Número de curva

El Número de Curva del Método del NRCS 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 se debe a) Identificar la Unidad de Suelo sobre la Carta de Suelos del Uruguay (2.1.1) y luego identificar el Grupo Hidrológico que le corresponde en la Tabla 3.4, o b) directamente identificar la cuenca en el Mapa 3.2 de la Clasificación de los Grupos Hidrológicos de los Suelos del Uruguay.

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)

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria

Se aplica el Método de la Curva Número del NRCS:

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

siendo:

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

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 $d = 12 t_c / 7$ (ver 3.1.1.2)	(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 C, se determinó la función aproximada del caudal máximo unitario específico:

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

Y 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)
$P_{(T_c, T_r, p)}$	- Precipitación para $d = t_c$ (ver 3.1.1.2)	(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)

3.1.2 Laminado de la avenida extraordinaria – Cálculo simplificado

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 ($Q_{v_{max}}$). En el Anexo D el laminado

NUMERO DE CURVA PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS DE SUELO - VEGETACION (para la cuenca en condiciones II, y Po = 0.2 S)						
Uso de suelo hidrológico 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 ¹ 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 ² , campos de golf ³)		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 ⁴		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
cubierta buena ⁵			59	74	82	86
Cascos de los ranchos			98	98	98	98
Parqueadores pavimentados, techos.						
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
Districtos 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 boleó. / ² Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%.

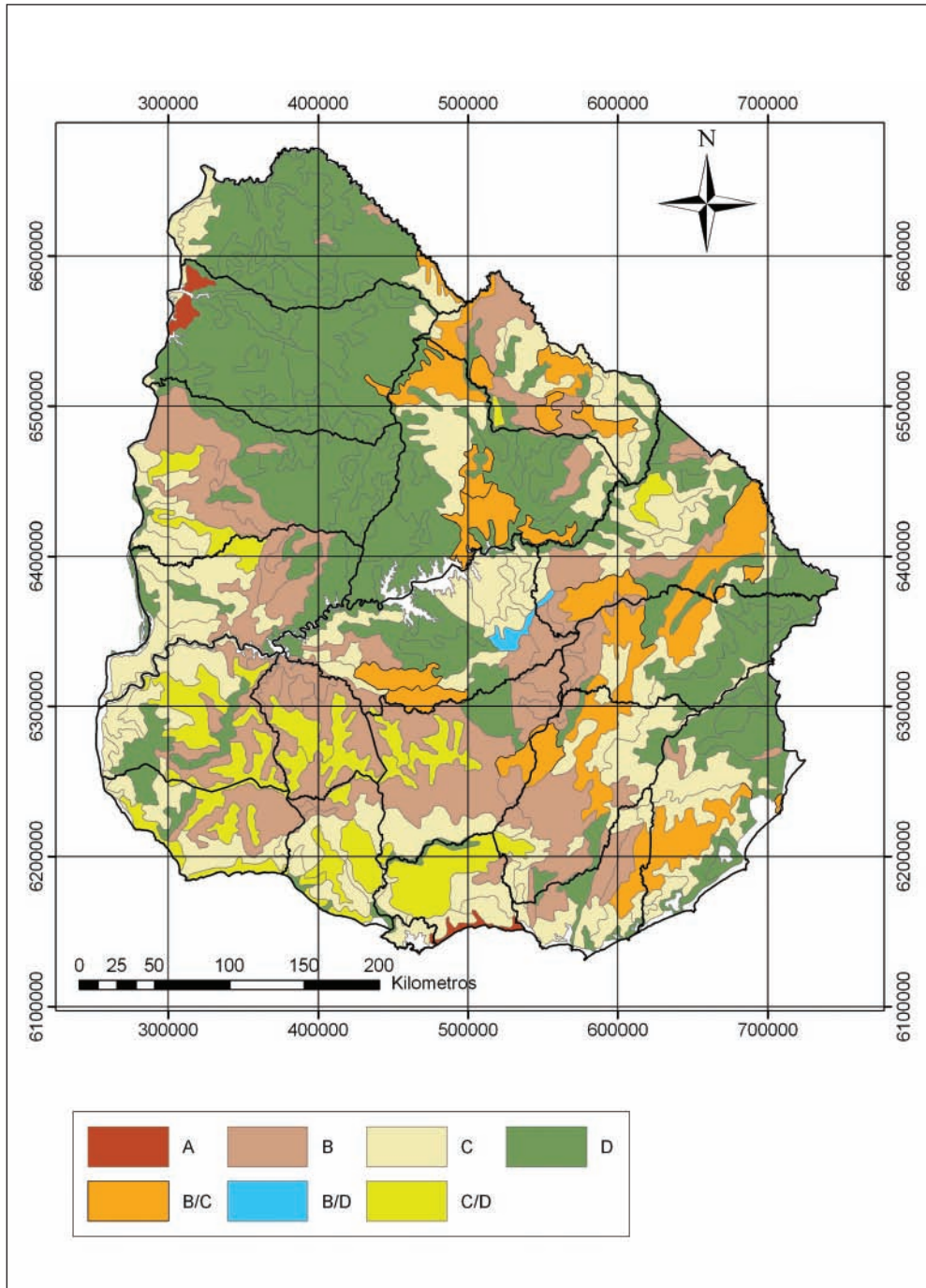
³ Optimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más. / ⁴ Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.

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 NRCS

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	PII	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
Carpintería	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	Yí	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			

Tabla 3.4 Grupo Hidrológico (según el NRCS) de los suelos del Uruguay (Durán, 1996)



Mapa 3.2 Clasificación en Grupos Hidrológicos de los Suelos del Uruguay
 Fuente: Durán (1996)

se realiza sin éstas simplificaciones, las cuales se consideran adecuadas para el diseño de tajamares y presas pequeñas.

El grado de laminación ($Q_{v\max}/Q_{\max}$) se determina a partir del volumen laminado (V_L), ver Figura 3.6, 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.

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

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

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 escorrentía | (Hm ³) |
| Q_{\max} | - Caudal máximo de la avenida extraordinaria | (m ³ /s) |
| $Q_{v\max}$ | - Caudal máximo vertido | (m ³ /s) |

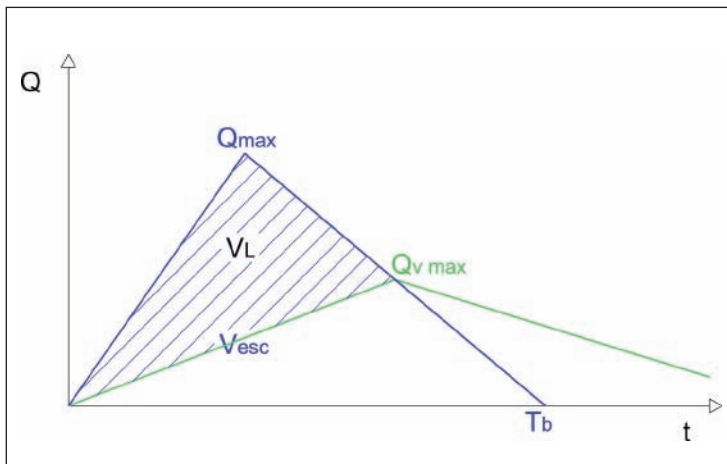


Figura 3.6 Determinación del caudal máximo vertido

3.1.3 Caudal específico 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 3.9 se presenta la solución gráfica de las ecuaciones de vertimiento (ver Anexo D.2), que determinan el caudal específico (q, m³/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 D):

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

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

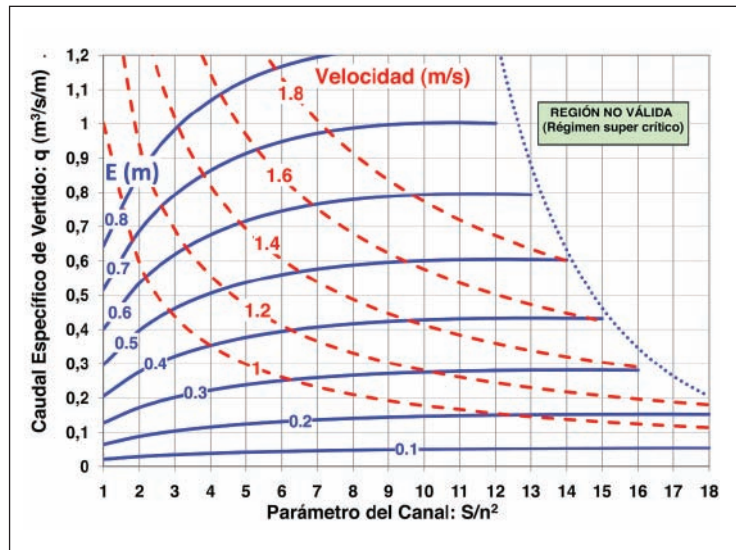
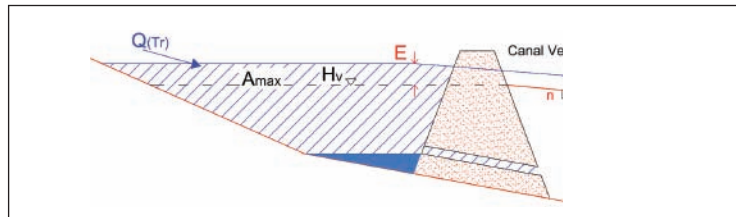


Figura 3.9 a y b. Determinación del caudal específico (q) en el canal vertedero

3.1.4 Determinación 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:

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

Donde:

$Q_{v_{\max}}$ - Caudal vertido máximo (m³/s)
 q - Caudal específico por unidad de ancho del vertedero (m³/s/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.

3.2 Presa

3.2.1 Determinación de la cota de coronamiento de la presa

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

$$\text{Cota de coronamiento: } H_{\text{presa}} = H_v + H_{\text{revancha}}$$

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 a la altura del nivel de vertido.

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

Tabla 3.5 Velocidades máximas en suelos empastados (French, 1993)

En la Tabla 3.6 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 que considera 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 produce la lámina máxima de vertido (E), que es cuando vierte la avenida de diseño:

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

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

La altura de la presa estará determinada por la diferencia entre esta cota de coronamiento y la cota del punto más bajo del terreno de fundación.

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

Tabla 3.6 Borde libre normal y mínimo según Fetch (Bureau of Reclamation, 1987)



Anexos



- A Modelo mensual de precipitación escurrimiento: modelo deTemez
- B: Implementación del balance hídrico de oferta y demanda de agua
- C. Determinación de la tormenta de diseño. Métodos racional y del NRCS
- D. Laminado de una creciente en un embalse
- E: Ejemplos de cálculo

Anexo A



- A MODELO MENSUAL DE PRECIPITACIÓN ESCURRIMIENTO: MODELO DE TEMEZ
- A.1 Estructura del modelo
- A.2. Calibración del modelo en Uruguay
 - A.2.1 Calibración individual
 - A.2.2 Calibración regional
- A.3. Agua disponible de los suelos del Uruguay
- A.4 Evapotranspiración potencial en el Uruguay
- A.5 Función objetivo, número de nash
- A.6 Implementación del modelo para la determinación del escurrimiento

A. Modelo mensual de precipitación 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 continúa 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 una parte excedente (T) del agua que precipita (P), es drenada y sale por el cauce, mientras que el resto de esta agua (P-T) es almacenada en la primera capa de suelo. En esta capa del suelo se genera la evapotranspiración, y es posible además almacenar agua que pasa de un mes a otro.

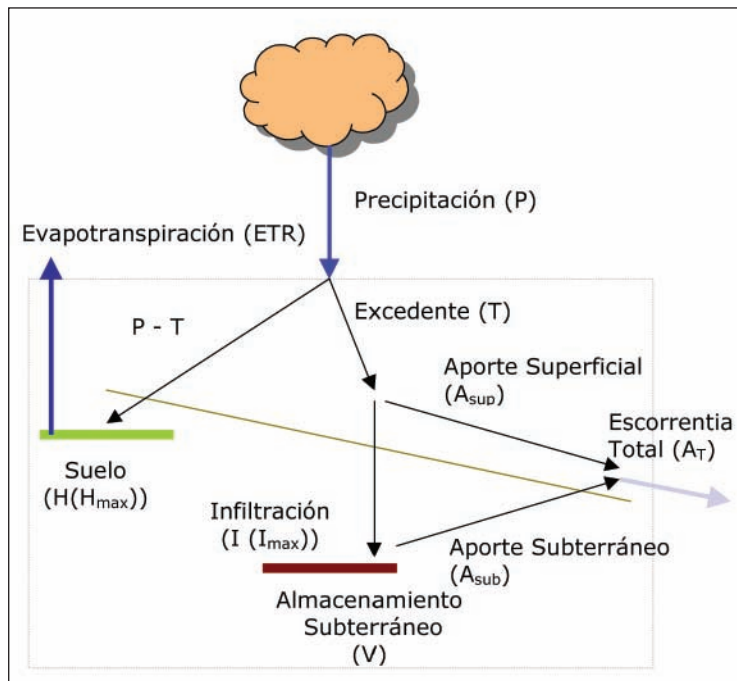


Figura A1.1 Esquema conceptual del Modelo de Temez

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 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 .

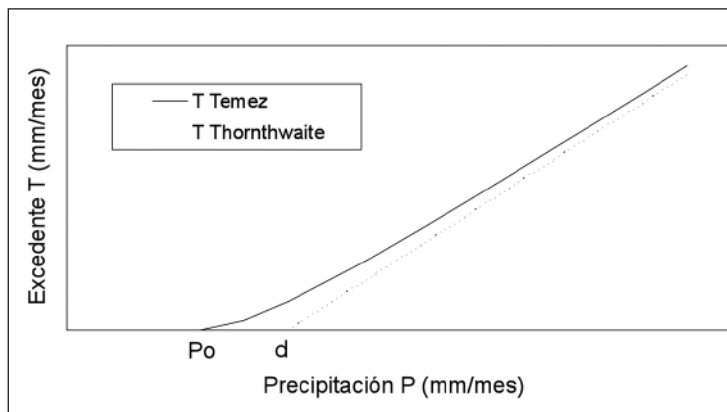


Figura A1.2 Comparación entre las leyes de Temez y Tornthwaite

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

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

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 infiltración (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 infiltración aumenta con el excedente, pero tiene como asíntota horizontal $I = I_{\max}$.

La infiltración (I) se convierte en recarga para el almacenamiento subterráneo, en tanto que el resto es escurrimiento superficial drenado directamente por el cauce (T-I).

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

El almacenamiento subterráneo, al igual que el suelo, 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

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

y

$$Q_i = Q_{i-1} \cdot e^{-\alpha t} + \alpha \cdot I_i \cdot t \cdot e^{-\alpha t}$$

De esta manera el aporte subterráneo será

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

Por lo que la escorrentía total será

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

A.2 Calibración del modelo en Uruguay

El modelo Temez se presenta en este manual como el procedimiento recomendado para generar la escorrentía mensual de aporte al embalse a partir de los valores de precipitación. 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 DINAGUA. (Tabla A2.1)

Para implementar el modelo y así poder calibrarlo fue necesario estimar los valores mensuales de precipitación media sobre la cuenca. Estos fueron determinados mediante Polígonos de Thiessen, utilizándose los pluviómetros indicados en la Tabla A2.2 en cada cuenca.

Es necesario además estimar una evapotranspiración potencial en la cuenca. Teniendo en cuenta que la variabilidad estacional es más 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 Calibración individual

La calibración individual se hizo en dos etapas, en primer término

Estación	P. Pache	Olimar	S. José	P. Cohelo	M. Díaz	Durazno	Arapey	Queguay	P. Ramos	Tacuari	S. Carlos	Cebollati
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 A2.1 Períodos de datos de precipitaciones y dimensiones de las cuencas utilizadas en la calibración del modelo de Temez para el Uruguay

	P. Pache	Olimar	S. José	P. Cohelo	M. Díaz	Durazno	Arapey	Queguay	P. Ramos	Tacuari	S. Carlos	Cebollati
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 A2.2 ID de los pluviómetros utilizados en la determinación de la precipitación media por cuenca

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 (C_{po} , 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 Tabla A2.3.

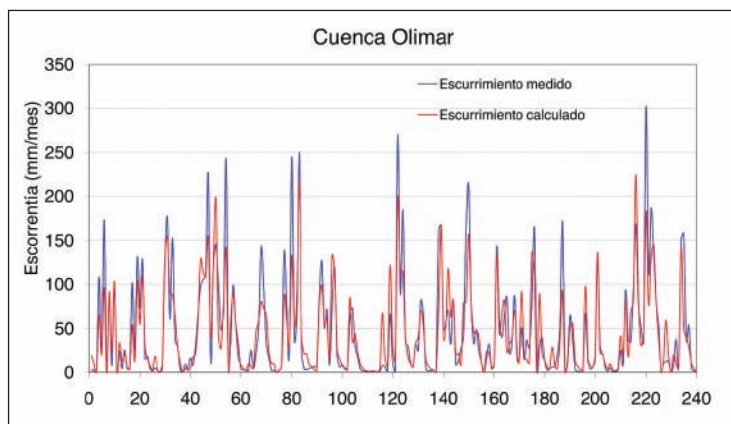


Figura A2.1 Escurrimiento calculado y medido del río Olimar

Cuenca	Parámetros calibrados				Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de escorrentía	
	Hmax	Cpo	α	I _{max}			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
Tacuari	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 A2.3 Resultados de la calibración individual

Para ilustrar el resultado de la calibración se presentan a modo de ejemplo en la Figura A2.1 los gráficos de escurrentía 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 (Fernández et al., 2000; Genta et al., 2001). 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 Mapa 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).

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 escurrentía:

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

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 indicados en la Tabla A2.4.

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

Tabla A2.4 Parámetros del Modelo de Temez calibrados para el Uruguay

Los resultados obtenidos en la calibración y en la verificación son los que se muestran en las Tablas A2.5 y A2.6 respectivamente.

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 (Molfino J.H., Califra A. 2001)

En el Cuadro A3.1 se encuentra la estimación del potencial de agua

Cuenca	Agua Disponible	Hmax	Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de Escorrentía	
	(mm)	(mm/mes)			Medido	Simulado
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 A2.5 Resultados de la calibración regional

Cuenca	Agua Disponible	Hmax	Número de Nash	Correlación (medidos y calculados)	Coeficiente de Escorrentía	
	(mm)	(mm/mes)			Medido	Simulado
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

Tabla A2.6 Resultados de la validación regional

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

Mayo de 2001, J.H. Molfino; A. Calífra, División Suelos y Aguas, Dirección General de Recursos Naturales Renovables, Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca

Cuadro A3.1 Agua Disponible de los Suelos del Uruguay (Molfino y Calífra, 2001)

disponible de las 99 Asociaciones de Suelos cartografiadas en la base de datos correspondiente a los Suelos Dominantes y Asociados de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay escala 1:1.000.000 (Altamirano et al., 1976) (ver Mapa 2.1)

Por otra parte las 99 unidades de suelo se agruparon en cinco rangos de valores de Agua Disponible, y se encuentran indicados en el Mapa 2.2.

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

La evapotranspiración potencial (ETP) depende de la cobertura del suelo, y de variables meteorológicas tales como temperatura, radiación solar, velocidad de viento, humedad relativa y presión atmosférica. 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, mientras que el comportamiento de las demás variables resulta más difícil de generalizar.

Existen en la bibliografía diversas metodologías empíricas para estimar la ETP, entre éstas destacan: Thornthwaite, cuya única variable de entrada es la temperatura media mensual, y Penman, que considera todas las variables meteorológicas que intervienen en la ETP. Un análisis de la información meteorológica disponible de la red oficial de la Dirección Nacional de Meteorología (DNM) evidencia la dificultad para calcular la ETP mediante la fórmula de Penman en la mayoría de las estaciones meteorológicas del país. Sin embargo la información necesaria se encuentra disponible en las 5 estaciones experimentales del Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA). Las series de temperatura media diaria y ETP de Penman se obtuvieron del sitio web del INIA-GRAS.

Con el objetivo de estudiar la relación existente entre las ETP calculadas por ambos métodos, se analizó para cada una de las cinco estaciones experimentales de INIA la correlación entre la ETP calculada por el método de Thornthwaite (Aparicio Mijares, 1989), a partir de la temperatura media mensual y la ETP calculada con base en la ecuación de Penman-Monteith definida por FAO (Allen et al., 1998) con parámetros ajustados para las condiciones del Uruguay.

En las figuras A4.1 a A4.5 se presenta la correlación entre ambas series para las cinco estaciones.

Se estudió además el comportamiento anual de la relación entre ambas estimaciones de la ETP mediante el análisis de los ciclos anuales del cociente $ETP_{Penman}/ETP_{Thornthwaite}$ en las cinco estaciones, los cuales se presentan en la Figura A4.6. Se observa que en todos los casos existe un marcado comportamiento estacional que puede relacionarse principalmente con los efectos de mayor ventilación por parte del viento en los meses de primavera y la elevada humedad atmosférica en los meses de otoño-invierno.

De la representación grafica se desprende además que esta variación estacional predomina frente a la variación espacial de la relación entre las estimaciones de ETP, por lo cual en adelante se usará el ciclo anual promedio entre las cinco estaciones estudiadas (Fig.A4.6).

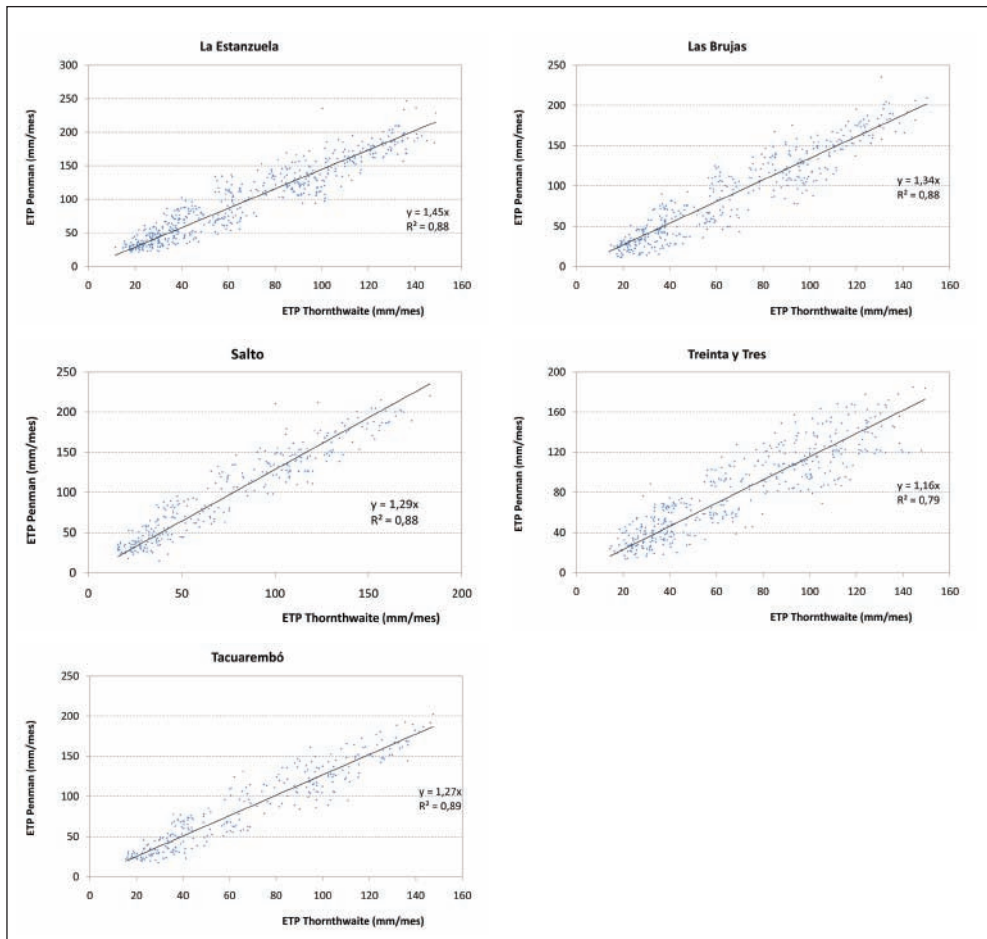


Figura A4.1 al 5 – Correlación entre ETP de Thornthwaite y Penman para las 5 estaciones de INIA

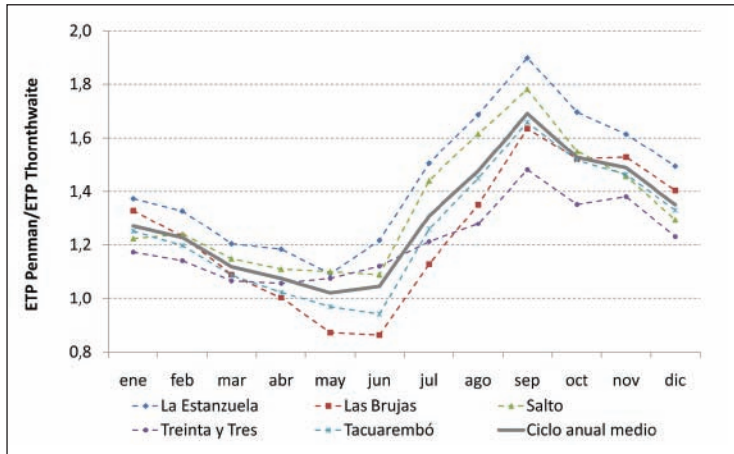


Figura A4.6 – Variación anual de la relación Penman - Thornthwaite

Por otro lado debe considerarse la variación espacial de la ETP en el territorio del Uruguay asociada al gradiente de temperatura media, para lo cual se utilizó la información de la red nacional de DNM debido a la mayor extensión de ésta. Se calculó la ETP de Thornthwaite para la serie de temperatura media mensual en las estaciones seleccionadas y en los períodos de información disponibles en los últimos 30 años, las cuales se presentan en la Tabla A4.3 junto al valor mensual medio de ETP según Thornthwaite.

A partir de la información presentada se elaboró un mapa de isolíneas de evapotranspiración media anual en Uruguay.

Estación	ETP THORNTHWAITE media anual (mm/mes)	Estación	ETP THORNTHWAITE media anual (mm/mes)
	1981-2010		1981-2010
Artigas	80.1	Punta del Este	67.3
Carrasco	67.3	Rivera	75.9
Colonia	70.9	Rocha	66.8
Melo	71.4	Salto	79.7
Mercedes	70.5	Tacuarembó	72.3
Montevideo (Prado)	69.8	Treinta y Tres	70.8
Paso de los Toros(1)	72.6	Trinidad (2)	69.5
Paysandú	75.3	Young	74.4
(1) hasta 2008		(2) desde 1983	

Tabla A4.3 – ETP media anual por Thornthwaite para las estaciones con información disponible en el período 1981-2010

Se calculó luego el ciclo medio anual de los últimos 30 años (1981-2010) para las 15 estaciones seleccionadas y, con el objetivo de hacerlos comparables entre sí, se adimensionalizó cada ciclo a partir de su media anual. En la comparación que se muestra en la Figura A4.7 se observa que los ciclos presentan una marcada coincidencia, por lo que resulta razonable representar la variación anual de la ETP en Uruguay mediante un único ciclo anual que sea el promedio de los ciclos de las 15 estaciones (Tabla A4.4).

En resumen, la evapotranspiración mensual en cualquier punto del Uruguay se determina ubicando el punto en el mapa de ETP media del Uruguay (Figura A4.8), leyendo el valor medio de ETP mediante interpolación a partir de las isolíneas y multiplicando por el ciclo medio adimensionalizado (Tabla A4.4)

A.5 Función objetivo, número de Nash

En el Apartado A.2 referente a la calibración del modelo de precipitación-escorrimento en el Uruguay se hizo referencia a la utilización del número de Nash.

El número de Nash (Nash y Sutcliffe, 1970) se define como:

$$R^2 = \frac{F_o - F}{F}$$

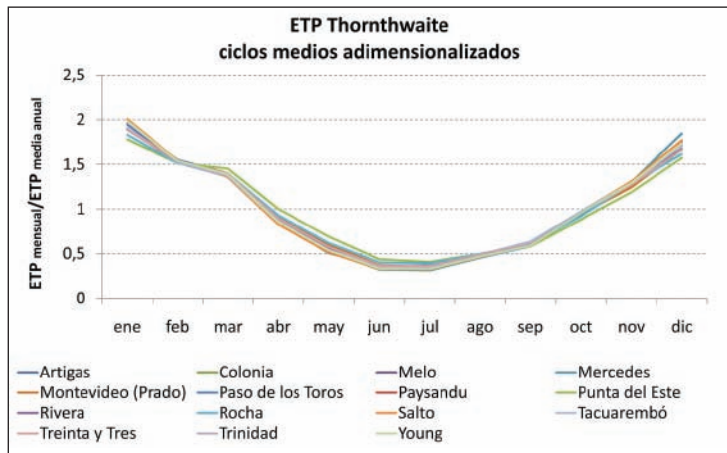


Figura A4.7 Ciclos anuales de ETP

donde:

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

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.

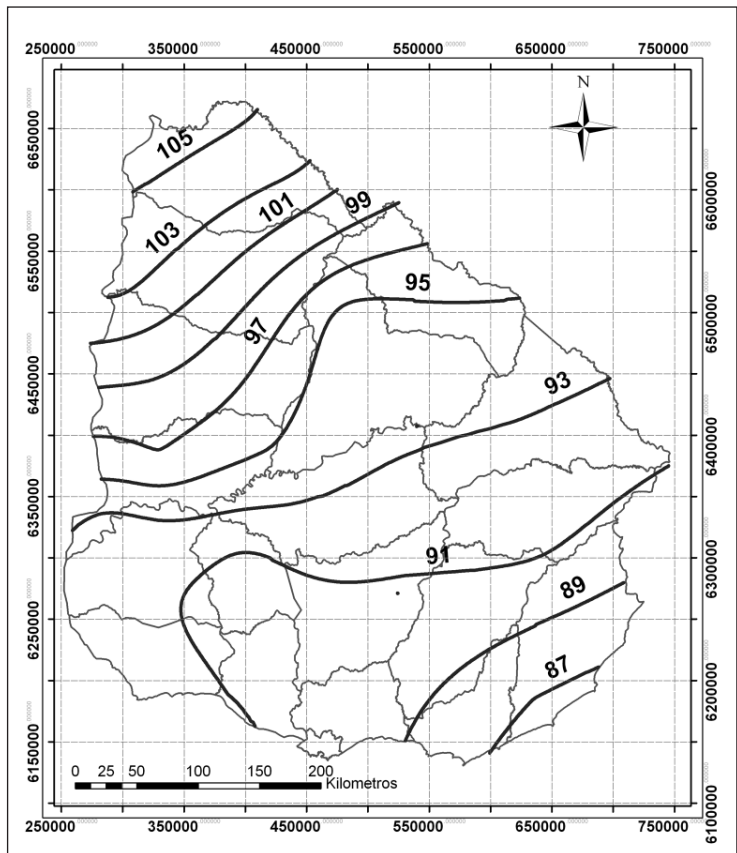


Figura A4.8 - Isolíneas de evapotranspiración media anual

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1,88	1,45	1,19	0,73	0,44	0,29	0,35	0,55	0,78	1,12	1,47	1,78

Tabla A4.4 Coeficientes del ciclo anual medio de evapotranspiración

A.6 implementación del modelo para la determinación del escurrimiento

El cálculo de los escurrimientos mensuales aplicando el modelo de Temez de precipitación-escurrimiento con los coeficientes calibrados para cuencas del Uruguay, puede ser implementado en una planilla de cálculo de la siguiente forma.

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:

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

Para el mes anterior al inicio de la iteración se supone $H_1 = 0$

columna VII: Evapotranspiración real:

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

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:

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

Para el mes anterior al inicio de la iteración se supone $V_1 = 0$

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 :

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

Anexo B



B: IMPLEMENTACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO DE OFERTA Y DEMANDA DE AGUA

B. Implementación del balance hídrico del embalse

El diagrama de flujo de la Figura B1 simula el comportamiento del embalse en el periodo de datos de estudio (meses 1 a N) de acuerdo con lo indicado en el Apartado 2.2,

Esto permite calcular mes a mes (i) el caudal que realmente puede entregar el embalse (V_{ri}), y realizar un análisis de garantía de la obra

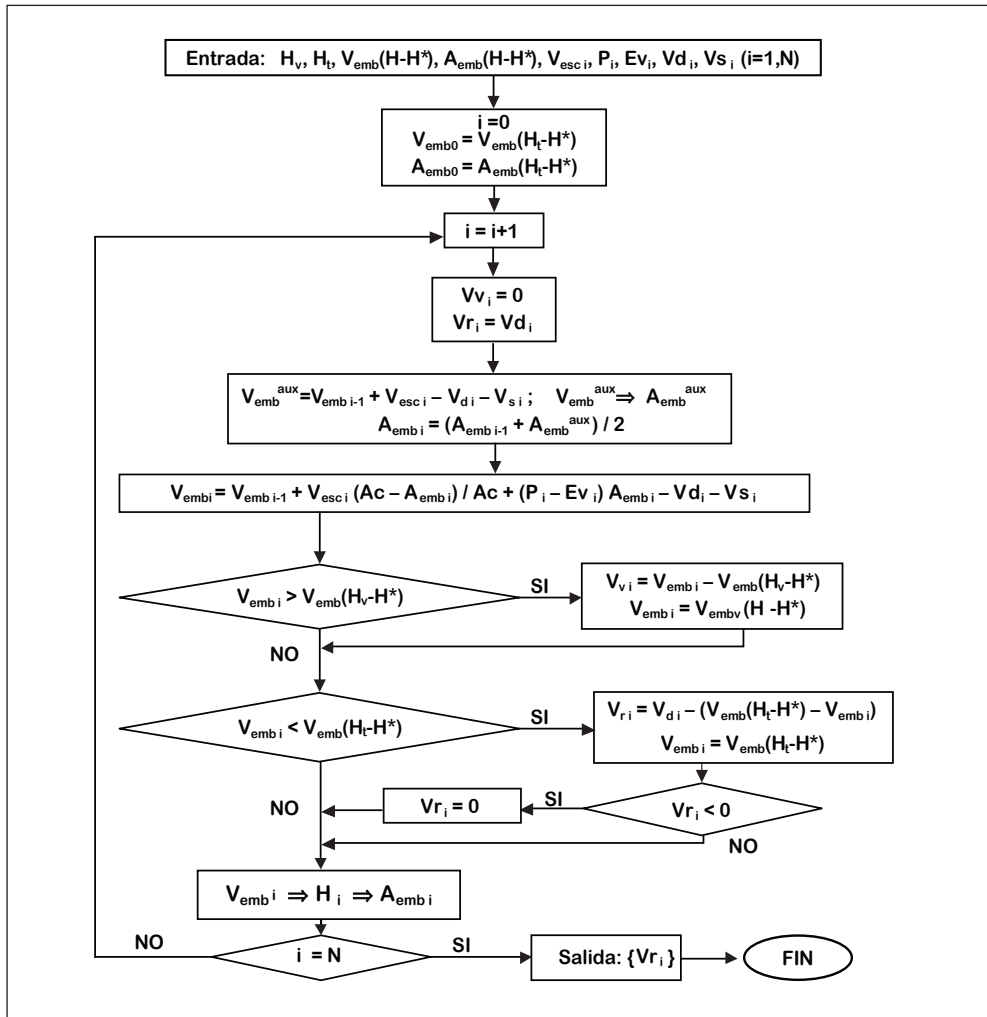


Figura B1 Diagrama de flujo para el balance hídrico entre oferta y demanda

(H_i y H_v) para cubrir la demanda (V_{di}).

En el balance se ha considerado constante el caudal de servidumbre y el volumen de agua por infiltración en el vaso y en el dique a través de la variable V_{si} (Hm^3), que en una primera aproximación se puede considerar nula.

Para facilitar su implementación en una planilla de cálculo, se presenta el esquema siguiente:

Planilla de cálculo:

Valores fijos usados en la planilla:

VolHt = Volumen del embalse a la cota de la obra de toma

VolHv = Volumen del embalse a la cota de vertido

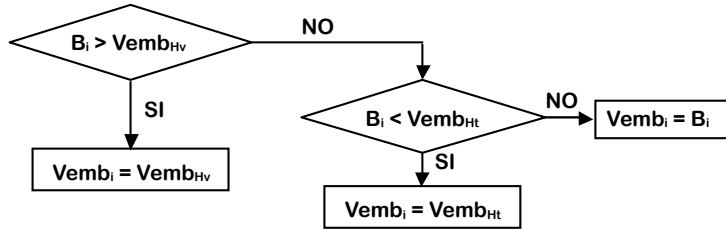
Ar = Área de cultivo regada por el embalse con el volumen $V_{di} = v_{di} \cdot Ar$

Ac = Área de la cuenca de aporte

La siguiente es una descripción de las columnas de la planilla con los valores variables:

Columna	Variable	Unidad	Descripción
Columna I	año		
Columna II	mes i		
Columna III	Esc_i	(Hm3)	Volumen de Esguerrimiento para el año/mes i (del modelo de Temez)
Columna IV	P_i	(mm)	Valores mensuales de precipitación sobre el embalse (serie histórica)
Columna V	Ev_i	(mm)	Valores mensuales de Evaporación desde el embalse (ciclo anual)
Columna VI	vd_i	(mm)	Valores mensuales unitarios de la demanda según el cultivo y el mes
Columna VII	$P_i - Ev_i$	(Hm3)/Há	Diferencia $P_i - Ev_i$ en Hm3 de agua por cada Há del embalse
Columna VIII	Vd_i	(Hm3)	Volumen mensual de demanda de riego para el área a cultivar
Columna IX	Vs_i	(Hm3)	Volumen mensual perdido por filtración y por servidumbre
Columna X	$Vemb_{aux\ i}$	(Hm3)	Volumen preliminar de embalse suponiendo $Vr_i = Vd_i$ y $Vv_i = 0$ $Vemb_{aux\ i} = Vemb_{i-1} + Esc_i - Vd_i - Vs_i$
Columna XI	$Aemb_{aux\ i}$	(Ha)	Área correspondiente del embalse suponiendo $Vr_i = Vd_i$ y $Vv_i = 0$ $Aemb_{aux\ i} = f(Vemb_{aux\ i})$
Columna XII	A_i	(Ha)	Área media preliminar del embalse durante el mes i: $A_i = (Aemb_{i-1} + Aemb_{aux\ i}) / 2$

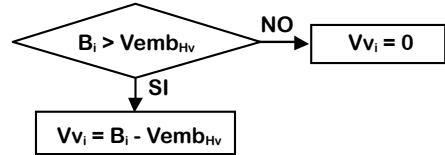
Columna XIII	B_i	(Hm3)	Volumen preliminar del embalse, ajustando valores del Ecurrimiento, Precipitación y Evaporación sobre el embalse, a fin del mes i : $B_i = Vemb_{i-1} + Esc_i(Ac - A_i)/Ac + (P_i - Ev_i)A_i - Vd_i - Vs_i$
Columna XIV	$Vemb_i$	(Hm3)	Volumen de embalse a fin del mes i , según el siguiente esquema lógico: (Considerar un valor inicial de embalse medio)



Para la planilla de cálculo: Si($B_i > Vemb_{Hv}$; $Vemb_{Hv}$; Si($B_i < Vemb_{Ht}$; $Vemb_{Ht}$; B_i))

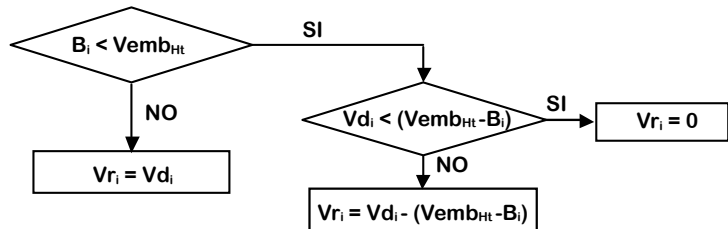
Columna XV	$Aemb_i$	(Ha)	Área del embalse a fin del mes i : $Aemb_i = f(Vemb_i)$
-------------------	----------	------	--

Columna XVI	Vv_i	(Hm3)	Volumen vertido en el mes, según el siguiente esquema lógico:
--------------------	--------	-------	---



Para la planilla de cálculo: Si($B_i > Vemb_{Hv}$; $B_i - Vemb_{Hv}$; 0)

Columna XVII	Vr_i	(Hm3)	Volumen regado en el mes según el siguiente esquema lógico:
---------------------	--------	-------	---



Para la planilla de cálculo: Si($B_i < Vemb_{Ht}$; Si($Vd_i < (Vemb_{Ht} - B_i)$; 0; $Vd_i - (Vemb_{Ht} - B_i)$); Vd_i)

Anexo C



C. MÉTODO RACIONAL Y MÉTODO DEL NRCS

C.1 Introducción

C.2 Método racional

C.2.1 Conceptos básicos y definiciones

C.2.2 Cálculo del caudal máximo y volumen de escorrentía

C.3 Método del NRCS

C.3.1 Conceptos básicos y definiciones

C.3.2 Cálculo de la Tormenta de diseño

C.3.3 Cálculo del Volumen de escurrimiento

C.3.4 Cálculo del Caudal máximo e Hidrograma de crecida

C.4 Simplificaciones para la determinación del caudal máximo

C. Método racional y método del NRCS

C.1 Introducción

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 de la tormenta se estimará empleando, según corresponda, la fórmula Racional y/o el método del NRCS, Servicio de Conservación de Recursos Naturales (USDA-NRCS, 2007) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (ver 3.1.1.3).

C.2 Método racional

C.2.1 Conceptos básicos 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.

C.2.2 Cálculo del caudal máximo y volumen de escorrentía

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 3.1.1.2) y el área de la cuenca (determinada según lo descrito en el apartado 2.1.1).

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

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

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 veces el tiempo de concentración (al igual que el método del hidrograma unitario triangular del NRCS).

C.3 Método del NRCS

C.3.1 Conceptos básicos y definiciones

El método del NRCS, desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los EE.UU, tiene como referencia básica el National Engineering Handbook, parte 630 "Hydrology" (USDA-NRCS, 2007)). 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.

C.3.2 Cálculo de la tormenta de diseño

Para el cálculo de la Tormenta de Diseño se requiere la determinación del área de la cuenca y las coordenadas de su baricentro, el tiempo de concentración (estimado según el procedimiento descrito en 3.1.1.1, y el periodo de retorno según el criterio del apartado 3.1.

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 C.1).

A continuación se calcula la precipitación para cada duración en la columna 2 (Tabla C.1), (en el caso del presente manual empleando la metodología descrita en el Apartado 3.1.1.2). En la columna 3 (Tabla C.1) se calcula la diferencia de valores sucesivos de la columna 2 y

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 C.1 Construcción de la tormenta de diseño

se reordenan esos valores incrementales, según el criterio propuesto por el NRCS en la columna 4 (Tabla C.1), de manera de que la forma de la tormenta quede igual a la mostrada en la Figura C.1.

C.3.3 Cálculo del volumen de escurrimiento

A partir de los valores acumulados de precipitación obtenidos en la tormenta de diseño (columna 5, Tabla C.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)

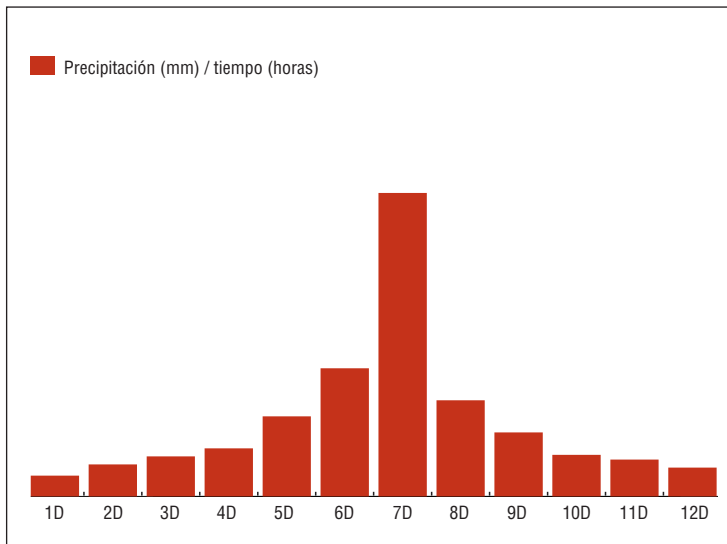


Figura C.1 Tormenta de diseño

El escurrimiento acumulado al final de cada período se dispone en la columna 6 (Tabla C.2) y el escurrimiento en cada período se determina en la columna 7 (Tabla C.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 C.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:

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

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 $P_{(12 t_c / 7, T_r, p)}$.

A través de la función del NRCS (Método de la Curva Número) se determina el volumen de escorrentía de la tormenta extraordinaria, ver punto 3.1.1.3.2.

1	4	5	6	7	8
Duración (hs)	Tormenta (mm)	Precipitación Acumulada (mm)	Escorrimento Acumulado (mm)	Incrementos de Escorrimento (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 C.2 Cálculo de los volúmenes de escurrimientos

C.3.4 Cálculo del caudal máximo 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 NRCS. El Hidrograma Unitario consiste en un triángulo que posee la forma indicada en la Figura C.2.

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

$$t_b = 2.667 t_p$$

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

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)

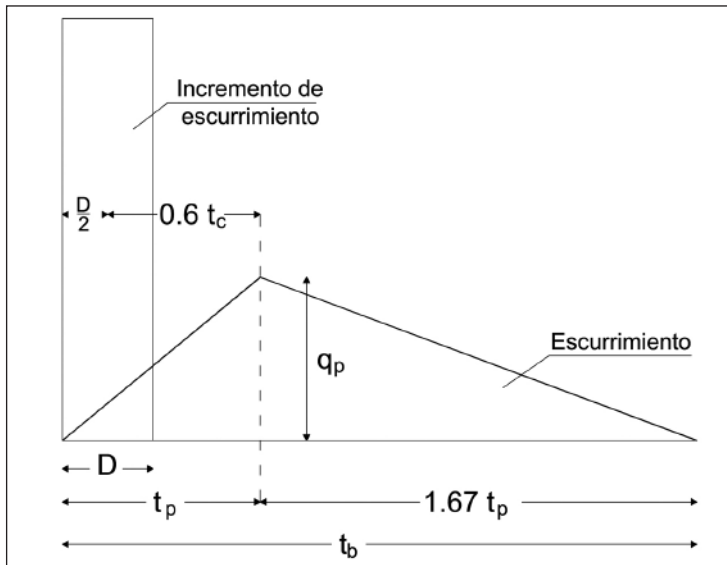


Figura C.2 Hidrograma unitario triangular

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 C.2) y sumar dichos hidrogramas desfasándolos 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 en el área de la cuenca).

C.4 Simplificaciones para la determinación 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 C.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 determinada la precipitación para el tiempo de concentración $P_{(t_c, T_r, p)}$, según lo descrito en el apartado 3.1.1.2, queda construida la tormenta de diseño.

Dividiendo todos los términos de las Tablas C.1 y C.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 C.2 es necesario dividir la fórmula de la Curva Número del NRCS por

$$P_{(t_c, T_r, p)}$$

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

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 $8D + t_p$, multiplicando cada valor por el incremento adimensional de los escurrimientos (la equivalente de la columna 7 de la Tabla C.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 3.1.1.2 y por la tormenta simplificada y se determinó α minimizando las diferencias entre ambos cálculos, ver figura siguiente.

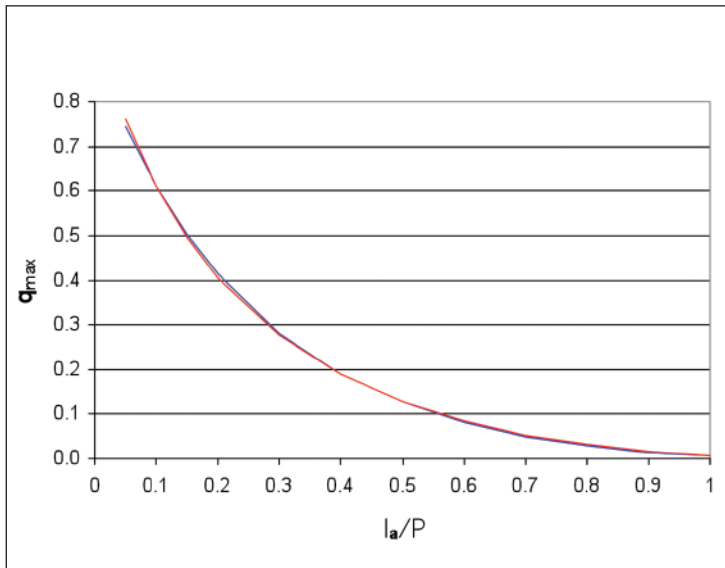


Figura C.3 Ajuste de valores del caudal máximo específico (q_{max}) en función de I_a/P

Teniendo en cuenta la forma de la función de la Curva Número del NRCS 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 se logra la mejor aproximación para

$$a=1.223$$

$$b= 0.786$$

Anexo D



D. LAMINADO DE UNA CRECIENTE EN UN EMBALSE

D.1 Ecuaciones de laminado

D.2 Caudal de vertido

D. Laminado de una creciente en un embalse

D.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 $Qv(t)$, y la variaciones en el almacenamiento del embalse $V_{emb}(t)$ (Chow et al., 1994).

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

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

En la ecuación de balance anterior se desconocen dos términos $V_{emb}(t)$ y $Qv(t)$. Dada la geometría del embalse, $V_{emb}(H)$ y conocido el funcionamiento hidráulico de la obra de vertido $Qv(H-Hv)$, el almacenamiento $V_{emb}(t)$ se podría expresar como función de los caudales de ingreso y salida y de sus derivadas. Asumiremos que

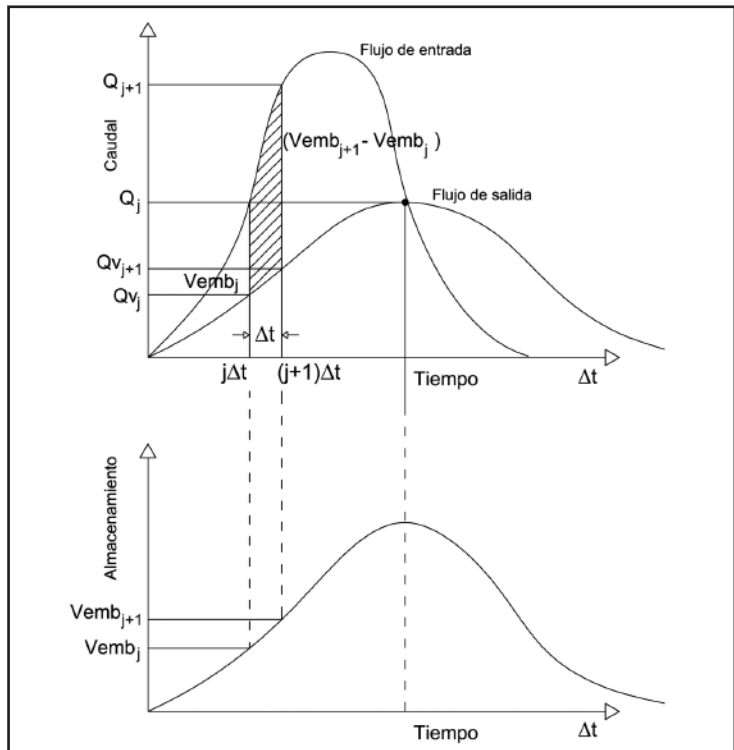


Figura D.1 Laminado de embalse

el embalse se comporta como una piscina nivelada, por tanto el almacenamiento sólo depende del caudal vertido:

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

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:

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

La cual discretizada en el tiempo (ver Figura D.1) queda expresada:

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

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

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

A partir de las funciones conocidas:

Geometría del embalse Almacenamiento–Altura: $V_{emb}(H)$ y
Ley de vertido Caudal de salida–Altura: $Qv(H)$

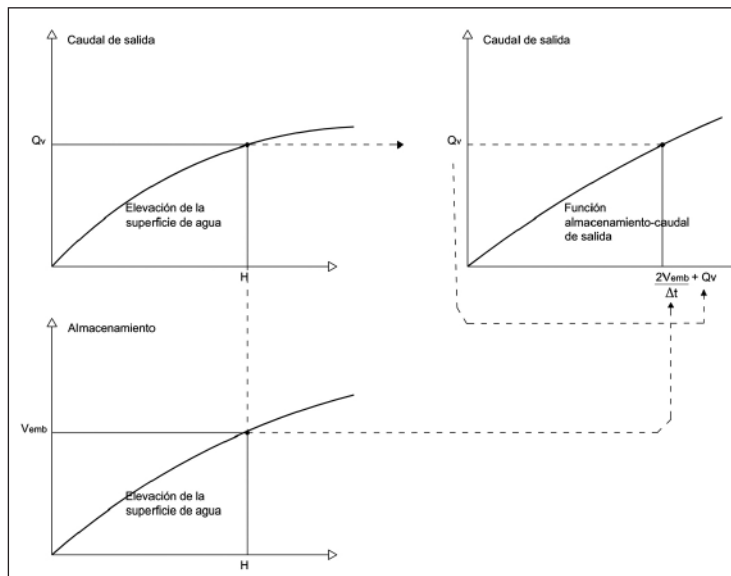


Figura D.2 Construcción de la función Almacenamiento-Caudal

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

relaciona Q_v y $\frac{2V_{emb}}{\Delta t} + Q_v$ (ver Figura D.2):

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:

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

D.2 Caudal de vertido

La ley de vertido, caudal de salida-altura, se determinará para un aliviadero canal (French, 1993).

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 (ver Figura C.3)

Vertimiento Crítico:

La condición de vertimiento crítico se cumple para Número de Froude igual a 1:

$$Fr = v_c / (g y_c)^{1/2} = 1 \quad \Leftrightarrow \quad v_c^2 = g y_c$$

Por la Ecuación de la energía:

$$E = y_c + v_c^2/2g \quad \Leftrightarrow \quad E = y_c + y_c / 2 = 3/2 y_c$$

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:

$$3/2 = y^* + v^{*2}/2g (v_c^2/y_c) \quad y \quad v^* (v_c/y_c) = y^{*2/3} S^{1/2} / n (y_c^{2/3}/y_c)$$

$$3/2 = y^* + v^{*2}/2 \quad y \quad v^* = y^{*2/3} (S/g)^{1/2} / n (2/3 E)^{1/6} = K y^{*2/3}$$

Despejando y^* se tiene:

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

Si se aproxima a 1 el exponente 4/3:

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

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

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

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

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:

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

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

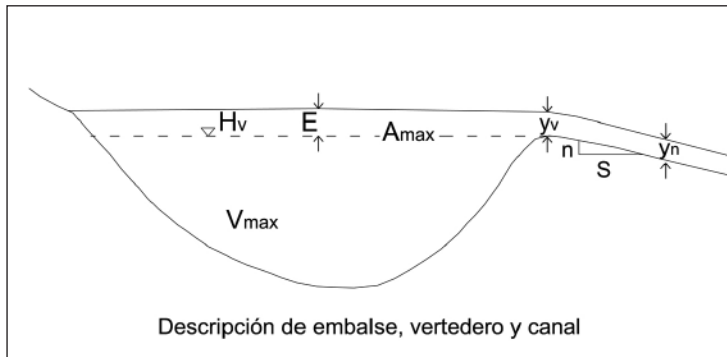


Figura C.3 Análisis del caudal de vertido

Anexo E



E: EJEMPLO DE CÁLCULO

E.1 Diseño del volumen a embalsar

- E.1.1 Cálculo del volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte
- E.1.2 Balance hídrico mensual en el embalse
- E.1.3 Satisfacción de la demanda

E.2 Diseño del aliviadero

- E.2.1 Estimación del volumen de escorrentía y caudal máximo de la avenida extrema
- E.2.2 Laminado de la avenida extraordinaria y determinación del ancho del vertedero
- E.2.3 Determinación de la cota de coronamiento

E. Ejemplo de cálculo

En la presente Anexo 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.

E.1 diseño del volumen a embalsar

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

E.1.1 Cálculo del volumen de escurrimiento de la cuenca de aporte

E.1.1.1 Datos necesarios para la aplicación del modelo

Precipitación Mensual

El pluviómetro más cercano es el de la ciudad de Artigas, del que se cuenta con datos mensuales durante el período 1981-2010.

Área 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 E.1). Las

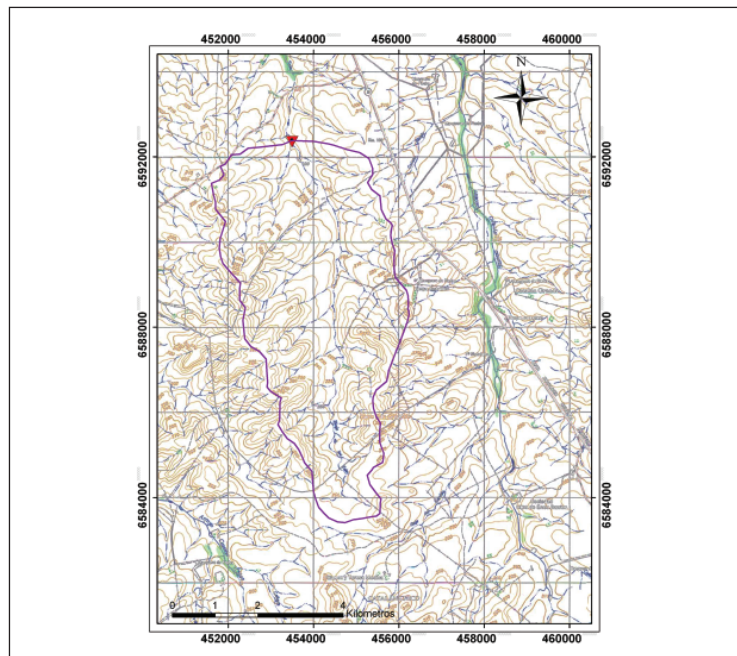


Figura E.1 Cierre y parteaguas de la cuenca de aporte

coordenadas del punto de cierre de la cuenca son: X = 453500 e Y = 6592350

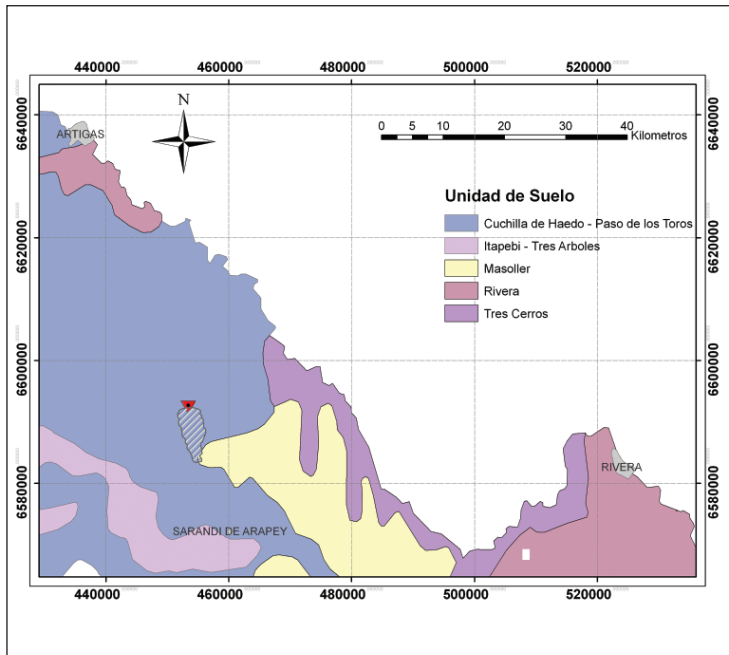
El área de la cuenca de aporte es igual a: 2630ha.

Agua Disponible

Trabajando con un Sistema de Información Geográfica sobre la Carta de Reconocimiento de Suelos (Mapa 2.1) obtenida del sitio del MGAP superponemos el parteaguas de la cuenca, cuantificando la superficie ocupada por cada Unidad de Suelo presente (Figura E.2).

A partir del Cuadro 2.1 se determina el valor de Agua Disponible para cada Unidad de Suelo de la cuenca, y con el área ocupada por cada una se determina el Agua Disponible ponderada (Figura E.2).

Un valor similar se obtendría trabajando solo con el Mapa 2.2.



Unidad Cartográfica de Suelos	Agua Disponible (mm)	Área ocupada (ha)
Cuchilla de Haedo – Paso de Los Toros	21.5	2559
Masoller	52.1	71
Agua Disponible de la Cuenca	22.3	

Figura E.2 Unidades de suelo presentes en la cuenca y AD ponderada

Ciclo anual medio de evapotranspiración potencial

A partir del Mapa 2.3 se determina la ETP_m media de la cuenca. En la Figura E.3 se presenta una ampliación de la misma: $ETP_m = 101.1$ mm/mes

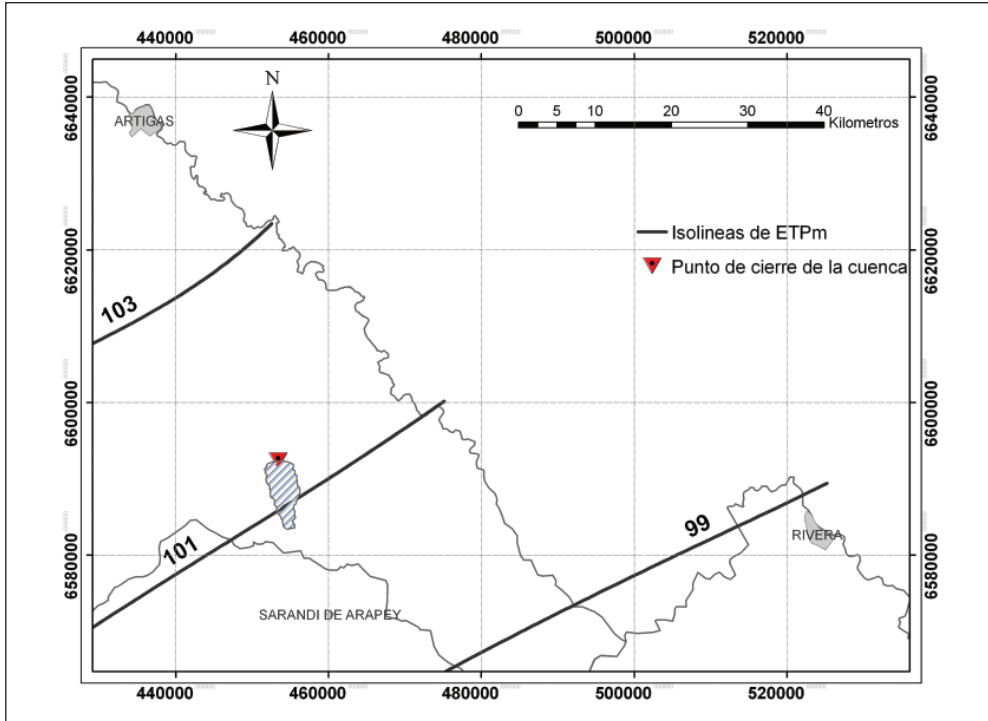


Figura E.3 Ubicación de la cuenca en el Mapa 2.3 para la determinación de la ETP_m

El ciclo medio de evapotranspiración potencial de la cuenca se calcula multiplicando los coeficientes de distribución del ciclo anual de ETP (parte inferior del Mapa 2.3) por la ETP_m .

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
ETP (mm/mes)	190.1	146.6	120.3	73.8	44.5	29.3	35.4	55.6	78.9	113.2	148.6	180.0

E.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 Anexo A.6)

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

$$H_{\max} = 0.9161 \times 22.3 \text{ mm} = 20.5 \text{ mm}$$

Se consideran:

$$CP_0 = 0.30 \quad I_{\max} = 386 \text{ mm} = 2.325 \text{ mes}^{-1}$$

Planilla de cálculo

Se implementa la planilla de cálculo complementaria para determinar el volumen de escorrentía Esc_i en Hm^3/mes . Se presentan en la Tabla E.1 los cálculos correspondientes a los primeros 25 meses.

i		ETPi	Precip	δi	Poi	Ti	Hi	ETRi	li	Asupi	V	Asubi	A	Esci
Año	mes	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Hm3
							0				0			
1981	1	190.1	137.4	210.5	6.1	51.3	0.0	86.1	45.3	6.0	14.2	31.1	37.17	0.98
1981	2	146.6	186.1	167.0	6.1	95.0	0.0	91.1	76.2	18.8	25.2	65.2	83.95	2.21
1981	3	120.3	66.0	140.8	6.1	18.4	0.0	47.6	17.6	0.8	8.0	34.8	35.69	0.94
1981	4	73.8	48.0	94.3	6.1	13.5	0.0	34.5	13.0	0.5	4.9	16.1	16.60	0.44
1981	5	44.5	256.4	64.9	6.1	202.7	9.3	44.5	132.9	69.8	42.0	95.7	165.47	4.35
1981	6	29.3	96.8	40.5	3.4	66.9	9.9	29.3	57.0	9.9	21.9	77.1	86.96	2.29
1981	7	35.4	66.1	46.0	3.2	37.5	3.1	35.4	34.1	3.3	12.8	43.3	46.57	1.22
1981	8	55.6	48.3	72.9	5.2	16.8	0.0	34.7	16.1	0.7	6.3	22.6	23.31	0.61
1981	9	78.9	95.2	99.3	6.1	43.5	0.0	51.7	39.1	4.4	12.8	32.5	36.96	0.97
1981	10	113.2	55.5	133.7	6.1	13.8	0.0	41.7	13.3	0.5	5.4	20.7	21.20	0.56
1981	11	148.6	121.3	169.1	6.1	47.7	0.0	73.6	42.4	5.2	13.8	34.1	39.30	1.03
1981	12	180.0	135.4	200.4	6.1	51.6	0.0	83.8	45.6	6.1	15.6	43.8	49.85	1.31
1982	1	190.1	70.4	210.5	6.1	15.4	0.0	55.0	14.8	0.6	6.1	24.2	24.82	0.65
1982	2	146.6	360.8	167.0	6.1	244.0	0.0	116.8	149.5	94.5	47.3	108.3	202.77	5.33
1982	3	120.3	29.1	140.8	6.1	3.3	0.0	25.8	3.3	0.0	5.7	45.0	45.03	1.18
1982	4	73.8	21.4	94.3	6.1	2.3	0.0	19.1	2.2	0.0	1.3	6.7	6.67	0.18
1982	5	44.5	178.5	64.9	6.1	128.5	5.5	44.5	96.4	32.1	30.3	67.4	99.50	2.62
1982	6	29.3	127.1	44.3	4.5	92.6	10.7	29.3	74.7	17.9	26.3	78.6	96.54	2.54
1982	7	35.4	71.3	45.1	2.9	42.3	4.3	35.4	38.1	4.2	14.5	49.9	54.10	1.42
1982	8	55.6	167.0	71.7	4.8	114.8	0.9	55.6	88.5	26.3	29.1	73.9	100.21	2.64
1982	9	78.9	219.2	98.4	5.9	148.8	0.0	71.3	107.4	41.4	36.4	100.1	141.46	3.72
1982	10	113.2	117.3	133.7	6.1	51.8	0.0	65.5	45.6	6.1	17.8	64.2	70.36	1.85
1982	11	148.6	315.2	169.1	6.1	202.4	0.0	112.8	132.8	69.6	43.3	107.3	176.95	4.65
1982	12	180.0	34.7	200.4	6.1	3.7	0.0	31.0	3.6	0.0	5.4	41.5	41.56	1.09
1983	1	190.1	162.1	210.5	6.1	67.5	0.0	94.6	57.5	10.0	18.5	44.3	54.38	1.43

Tabla E.1 Primeros 25 filas de la planilla de cálculo para estimación del escurrimiento mensual en la cuenca

E.1.2 Balance hídrico 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 (los valores presentados son ilustrativos):

Cota	(m)	101.2	102.2	103.2	104.2	105.2	106.2
Área	(ha)	37.7	84.4	135.9	177.0	224.6	300.9

Se calcula el H^* (según 2.2)

$$H^* = 98.7 \text{ m}$$

Por mínimos cuadrados se encuentran los coeficientes adecuados para expresar la relación Áreas-cotas con la siguiente función de la forma indicada:

$$A_{emb}(H - H^*) = 8.11 (H - H^*)^{1.81}$$

El volumen embalsado (Hm^3) en función de la cota (según 2.2) está dado por:

$$V_{emb} = 0.029(H - H^*)^{2.81}$$

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})

$$H_t = 100.5 \text{ m}$$

$$H_v = 106.0 \text{ m}$$

$$V_{max} = 7.61 \text{ Hm}^3$$

Caracterización de la demanda

Se consideró una demanda típica de un cultivo de arroz y una eficiencia en el sistema de riego. Se supuso una demanda neta en la represa teniendo ya en cuenta las pérdidas del sistema y otras variables en el área cultivada:

Demanda (vdi) (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 adicionalmente por la superficie a regar (A_r).

Volumen mensual de la demanda:

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

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 Cuadro 2.2:

Estación Artigas	Evaporación mensual de tanque A (mm/mes)											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Et	252.7	188.2	169.5	104.5	73.2	58.6	72.6	103.5	122.7	164.1	205.8	256.6
Ev	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 (E.1.1.2.):

$$V_{esc\ i}$$

la precipitación en el embalse:

$$P_i$$

Balance Hídrico

Se implementa la planilla de cálculo complementaria para simular el

Año y Mes (j)	Vesci	Prec.	Evap.	Dem.	Pi-Evi	Vdi	Vsi	Vemb _{aux}	Aemb _{aux}	Ai	Bi	Vembi	Aembi	Vvi	Vri
	(Hm3)	(mm)	(mm)	(mm)	(Hm3)/Ha	(Hm3)	(Hm3)	(Hm3)	(Ha)			(Hm3)	(Ha)	(Hm3)	(Hm3)
												3,89	191,3		
1981 1	0,98	137,4	177	318	-0,0004	3,5	0	1,37	97,6	144,5	1,26	1,26	92,46	0	3,5
1981 2	2,21	186,1	132	153	0,0005	1,68	0	1,78	116	104,1	1,75	1,75	114,4	0	1,68
1981 3	0,94	66	119	47	-0,0005	0,52	0	2,17	131	123	2,07	2,07	127,2	0	0,52
1981 4	0,44	48	73,2	0	-0,0003	0	0	2,5	144	135,6	2,45	2,45	141,8	0	0
1981 5	4,35	256,4	51,2	0	0,0021	0	0	6,8	274	208	6,88	6,88	276,2	0	0
1981 6	2,29	96,8	41	0	0,0006	0	0	9,17	332	304,3	9,07	7,64	295,4	1,44	0
1981 7	1,22	66,1	50,8	0	0,0002	0	0	8,86	325	310,3	8,76	7,64	295,4	1,13	0
1981 8	0,61	48,3	72,5	0	-0,0002	0	0	8,25	311	303	8,11	7,64	295,4	0,47	0
1981 9	0,97	95,2	85,9	0	0,0001	0	0	8,61	319	307,3	8,52	7,64	295,4	0,89	0
1981 10	0,56	55,5	115	59	-0,0006	0,65	0	7,55	293	294,3	7,31	7,31	287,2	0	0,65
1981 11	1,03	121,3	144	212	-0,0002	2,33	0	6,01	253	270,2	5,84	5,84	248,6	0	2,33
1981 12	1,31	135,4	180	388	-0,0004	4,27	0	2,89	158	203,2	2,69	2,69	151	0	4,27
1982 1	0,65	70,4	177	318	-0,0011	3,5	0	-0,15	0	75,48	-0,2	0,14	22,82	0	3,1
1982 2	5,33	360,8	131,7	153	0,0023	1,68	0	3,79	188	105,5	3,82	3,82	189,1	0	1,68
1982 3	1,18	29,1	118,7	47	-0,0009	0,52	0	4,49	210	199,4	4,22	4,22	201,6	0	0,52
1982 4	0,18	21,4	73,2	0	-0,0005	0	0	4,4	207	204,3	4,28	4,28	203,3	0	0
1982 5	2,62	178,5	51,2	0	0,0013	0	0	6,89	277	239,9	6,96	6,96	278,3	0	0
1982 6	2,54	127,1	41,0	0	0,0009	0	0	9,5	340	309,2	9,47	7,64	295,4	1,83	0
1982 7	1,42	71,3	50,8	0	0,0002	0	0	9,06	330	312,6	8,95	7,64	295,4	1,32	0
1982 8	2,64	167	72,5	0	0,0009	0	0	10,3	358	326,5	10,3	7,64	295,4	2,62	0
1982 9	3,72	219,2	85,9	0	0,0013	0	0	11,4	382	338,5	11,3	7,64	295,4	3,69	0
1982 10	1,85	117,3	114,9	59	0,0000	0,65	0	8,84	325	310	8,63	7,64	295,4	0,99	0,65
1982 11	4,65	315,2	144,1	212	0,0017	2,33	0	9,96	351	323	9,94	7,64	295,4	2,3	2,33
1982 12	1,09	34,7	179,6	388	-0,0014	4,27	0	4,46	209	252,2	3,99	3,99	194,5	0	4,27
1983 1	1,43	162,1	176,9	318	-0,0001	3,5	0	1,92	122	158	1,81	1,81	117	0	3,5

Tabla E.2 Primeras 25 filas de la planilla de cálculo para el balance hídrico mensual en el embalse

balance hídrico a través de 30 años de registros de precipitaciones.

Se muestra en la Tabla E.2 la planilla con la simulación de los 25 primeros meses para el caso de 1100 has de área regada y cota de vertido $H_v = 106.0$ m.

Se considera $V_{si} = 0$ para todos los meses, suponiendo nulo tanto el caudal de servidumbre así como otras pérdidas (infiltración en el vaso y en el dique).

E.1.3 Satisfacción de la demanda

Según el punto 2.2 a los efectos de discutir la garantía del embalse estimamos el Índice de Satisfacción de la Demanda (ISD) para tres cotas de vertido $H_v = 105$; 106 y 107 m y para cinco superficies de cultivo a regar $A_r = 700, 800, 900, 1000$ y 1100 hectáreas:

IDS (volumen de riego vs de demanda) (%)			
Superficie a Regar (Hás)	$H_v = 105\text{m}$	$H_v = 106\text{m}$	$H_v = 107\text{m}$
700	98,3	100	100
800	95,4	100	100
900	91,7	98,9	100
1000	87,5	97,1	99,6
1100	83,3	94,1	98,9

Tabla E.3 Valores de satisfacción de la demanda

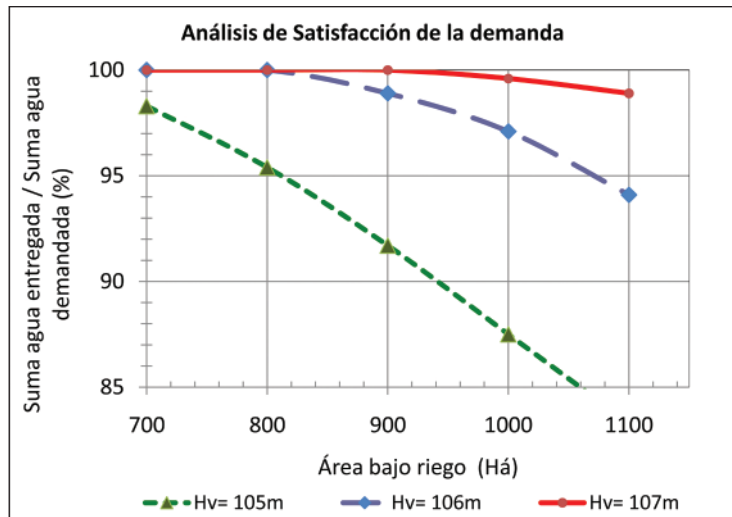


Figura E.4 Curvas de satisfacción de la demanda

A partir de los volúmenes que resultan disponibles para riego considerando cada cota de vertido y cada valor de área cultivada, calculamos el índice de satisfacción de la demanda mediante:

$$\text{Índice de Satisfacción de la Demanda: } ISD = \frac{\sum V_{ri}}{\sum V_{di}}$$

Las sumatorias se efectúan sobre la planilla del balance hídrico (Tabla E.2) desde el inicio del primer año hidrológico completo.

De este análisis surge la información de la Tabla E.3 y el gráfico de la Figura E.4.

A partir de la información anterior se puede seleccionar la cota de vertido (que condiciona el nivel de inversión necesaria en la presa) conociendo la demanda que es capaz de atender (área de riego) y el nivel de satisfacción de la misma (ISD).

Con esta información se define para el resto del cálculo la cota de vertido $H_v = 106\text{m}$ y se pasan a dimensionar desde el punto de vista de la seguridad las obras necesarias para la construcción de la presa.

E.2 Diseño del aliviadero

E.2.1 Estimación del volumen de escorrentía y caudal máximo de la avenida extrema

E.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 E.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 NRCS.

E.2.1.2 Precipitación máxima

A partir de las isoyetas de Mapa 3.1 se determina $P_{3,10} = 97,0 \text{ mm}$. 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

$$CA_{(A_e, t_c)} = 1.0 - 0.3549 \times 2.49^{-0.4272} \times (1.0 - e^{(-0.15 \times 2630 / 1000)}) = 0.922$$

La precipitación para t_c queda dada por:

$$P_{(t_c, T_r, p)} = 97.0 \times 1.44 \times 0.92 \times 0.922 = 118.5 \text{ mm}$$

En forma similar la precipitación para $12 t_c / 7 = 4.26$, queda dada por:

$$P_{(12 t_c / 7, T_r, p)} = 97.0 \times 1.44 \times 1.14 \times 0.938 = 149.4 \text{ mm}$$

E.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 NRCS para estimar el caudal máximo y el volumen de escorrentía.

Estimación del Número de Curva

Según la Tabla 3.3 (o con el Mapa 3.2) 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 NRCS	Area ocupada (ha)
Cuchilla de Haedo – Paso de Los Toros	D	80.0	2559
Masoller	C	74.0	71
Número de Curva NRCS		79.8	

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

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{79.8} - 10 \right) = 64.1 \quad ; \quad I_a = 12.8$$

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria

Según 3.1.1.3.2, calculada la precipitación ($P_{12 \text{ tc} / 7}$) y determinado el término I_a :

$$V_{esc} = \frac{(149.4 - 12.8)^2}{(149.4 + 4 \times 12.8)} 2630 \times 10^{-5} = 2.44 \text{ Hm}^3$$

Caudal máximo de la avenida extraordinaria

Se determina el parámetro de inicio de escurrimiento:

$$I_a / P = 12.8 / 118.5 = 0.11$$

A partir de la Figura C.3 o de la ecuación correspondiente se determina el caudal específico máximo:

$$q_{max} = 0.786 \frac{(1.223 - 0.11)^2}{1.223 + 4 \times 0.11} = 0.59$$

El caudal máximo de la avenida extraordinaria está dado por:

$$Q_{max} = 0.310 \frac{0.59}{2.49} 118.5 \times 2630 \times 10^{-2} = 229$$

E.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 (106 metros), de acuerdo a lo planteado en la Figura 3.2, se calculan para valores variables de "E" los valores resultantes del caudal vertido, el caudal específico, la velocidad del flujo, y el ancho del vertedero, según lo indicado en la Tabla E.4:

E	VL	Qvmax	k	q	v	B
(m)	(Hm3)	(m3/s)		m3/s/m	m/s	(m)
0,4	1,24	112,8	0,73	0,42	1,32	270
0,44	1,37	100,5	0,74	0,48	1,40	208
0,45	1,41	97,4	0,75	0,50	1,42	194
0,5	1,57	81,8	0,76	0,59	1,52	139

Tabla E.4 Cálculo del ancho del vertedero y velocidad del flujo a partir de "E"

Los valores de V_L y Qv_{\max} se obtienen a partir de las ecuaciones planteadas en 3.1.2,

$$V_L = V(106.00 + 0.40) - V(106.00) = 1.24$$

$$Qv_{\max} = (1 - 1.24 / 2.44) \times 229.0 = 112.8$$

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 3.1.3 para $E=0.40$

$$K = (0.01 / 0.035^2)^{1/2} (2/30.4)^{1/6} / g^{1/2} = 0.73$$

$$q = 0.73 (3 / (2 + 0.73^2))^{5/3} (2/30.4)^{3/2} g^{1/2} = 0.42 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

$$v = 0.73 (3 / (2 + 0.73^2))^{2/3} (2/30.4)^{1/2} = 1.32 \text{ m} / \text{s}$$

A partir de 3.1.4 se determina el ancho del vertedero:

$$B = 112.8 / 0.42 = 270 \text{ m}$$

Analizando los resultados volcados en la Tabla E.4 para los distintos valores de E, se propone la construcción de un canal vertedero de 200 m de base, empastado y con una pendiente de 1%. Este canal tendrá una velocidad máxima de 1.42 m/s y un incremento máximo sobre la cota de inicio de vertido de 0.45 m.

E.2.3 Determinación de la cota de coronamiento

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

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

En este ejemplo se considera que el Fetch, o distancia a la cota de vertido desde la presa hasta la orilla opuesta y normal al eje del terraplén, es de 770 m,

Según la Tabla 3.6, se considerará:

$$BL_{\text{normal}} = 1.2 \text{ m}$$

$$BL_{\text{min}} = 0.9 \text{ m}$$

Se calculan entonces:

$$H_{\text{revancha N}} = BL_{\text{Normal}} = 1.2\text{m}$$

$$H_{\text{revancha M}} = E + BL_{\text{Mínimo}} = 0.45 + 0.9 = 1.35 \text{ m}$$

Con lo cual la altura de revancha mínima a considerar en este caso será de 1.35 m sobre el nivel del vertedero, lo que corresponde a la cota de coronamiento de la presa.

$$\text{Cota de coronamiento: } 1,35 + 106,0 = 107,35 \text{ m}$$

La altura de la presa estará determinada por la diferencia entre esta cota de coronamiento y la cota del punto más bajo del terreno de fundación.



Bibliografía

Bibliografía

Allen, R.G.; Pereira, L.S.; Raes, D.; Smith, M. (1998). "Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements." FAO Irrigation and Drainage Paper. N° 56. 300 p

Altamirano, A., da Silva, H., Durán, A., Panario, D., Puentes, R. (1976). Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay a escala 1:1.000.000. Ministerio de Agricultura y Pesca, Dirección de Suelos y Fertilizantes, Montevideo.

Aparicio Mijares F.J. (1998). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Ed Limusa.

Bureau of Reclamation. (1987). "Diseño de presas pequeñas".

Chow, V.T., Maidment, D., Mays L. (1994). "Hidrología Aplicada.", McGraw-Hill Interamericana S.A.

Durán A. (1996). "Clasificación en grupos hidrológicos de los suelos del Uruguay". Facultad de Agronomía. Departamento de Suelos y Aguas, Cátedra de Edafología.

Fernandez W., Vogel R. M., Sankarasubramanian A. (2000). Regional calibration of a watershed model. Hydrological Sciences—Journal—des Sciences Hydrologiques, 45(5): 689–708.

French R.H. (1993). "Hidráulica de canales abiertos". McGraw-Hill Interamericana S. A.

García Petillo M., Cánepa P., Ronzoni C. (2008). "Manual para el diseño y construcción de tajamares de aguada". Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca, Proyecto Producción Responsable – Banco Mundial, Uruguay, febrero 2008.

Genta J.L., Charbonnier F., Rodríguez A. (1998). "Precipitaciones máximas en el Uruguay". Congreso Nacional de Vialidad, 1998.

Genta J.L., Charbonnier, F, Failache, N. (2001). 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.

Genta, J.L., Failache, N., Alonso, J., Bellón, D. (2001). Balances hídricos superficiales en cuencas del Uruguay. Universidad de la República-Ministerio de Transporte y Obras Públicas - PHI-UNESCO.

Molfino J.H., Califra A. (2001). "Agua Disponible de las Tierras del Uruguay", División de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca.

Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. (1970). "River flow forecasting through conceptual models, part 1 - a discussion of principles". J Hydrol. 10: 282-290.

Temez J.R. 1977. Modelo matemático de transferencia precipitación aportación. ASINEL.

USDA - NRCS. (1997). "Agriculture Handbook 590: Ponds - Planning, Design, Construction". United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service. <http://www.in.nrcs.usda.gov/pdf%20files/ponds.pdf>

USDA - NRCS. (2007). "National Engineering Handbook, Part 630: Hydrology". United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service.



: 00 01 02 03 I A B C D E I BL

Resumen de pasos necesarios para el diseño hidráulico hidrológico de pequeñas presas

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 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. Con esto se define la cota de vertido

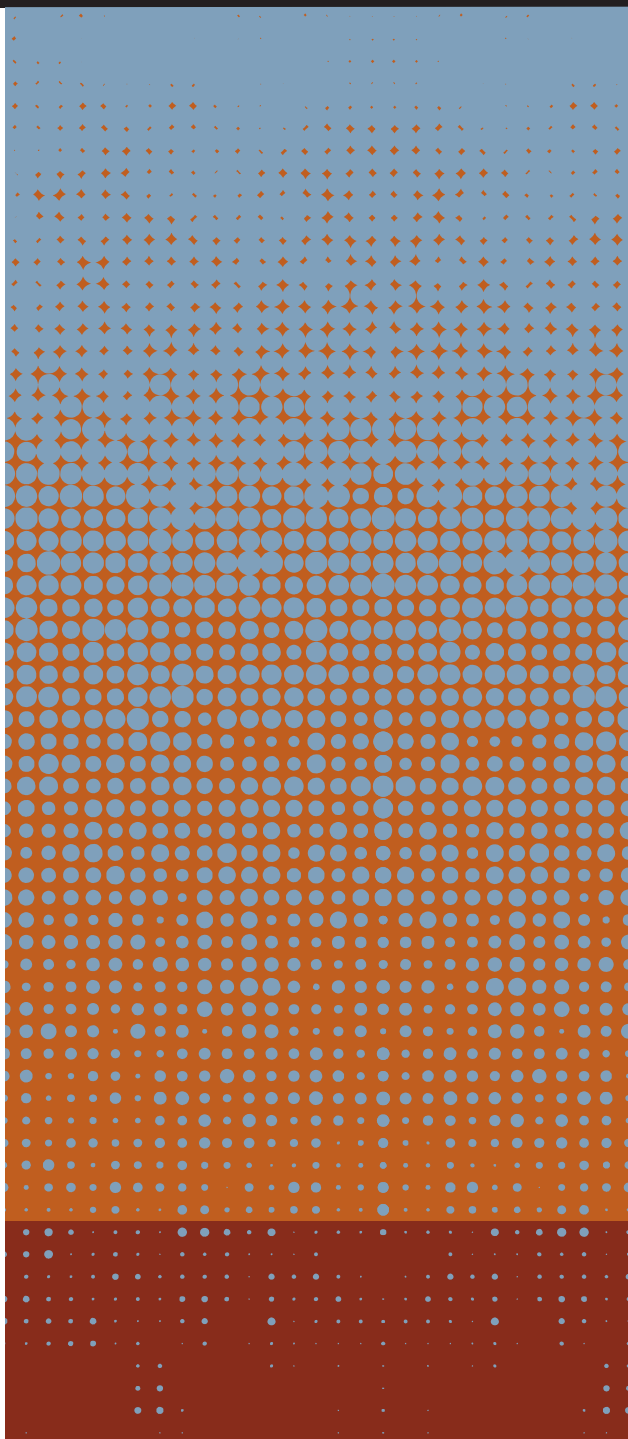
Dimensiones del vertedero canal y cota de coronamiento de la presa

- 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. Verificación de la ausencia de potenciales consecuencias significativas en caso de inundación por falla de la presa.
- 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 NRCS 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 (espesor de la 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 cota de coronamiento de la presa estimando la altura de revancha.



Se terminó de editar en abril de 2011. Montevideo Uruguay

Volumen 1
Diseño Hidrológico/Hidráulico





MVOTMA

Ministerio de Vivienda
Ordenamiento Territorial
y Medio Ambiente

Dirección Nacional de Aguas

DINAGUA



imfia