



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS
PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE
AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE
HIDROLOGÍA (HYDROVLAB)**

Tesis de grado Previa la
obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Autor:

Marco Vinicio Cueva Moreno

Director:

Ph.D. Fernando Oñate Valdivieso.

LOJA – ECUADOR

2010

Cesión de derechos

Yo, Marco Vinicio Cueva Moreno, declaro ser autor del presente trabajo y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: "Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad".

Marco Cueva Moreno.

Ph.D.

Fernando Oñate Valdivieso.

DIRECTOR DE TESIS.

Certifica:

Que luego de haber dirigido y asesorado la Tesis **“Implementación de metodologías para el cálculo de tránsito de avenidas en el laboratorio virtual de hidrología (HIDROVLAB)”**, previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, realizada por el Sr. Egresado Marco Vinicio Cueva Moreno, certifico que ha sido prolijamente revisada y desarrollada con la suficiente profundidad investigativa y técnica.

Por lo cual autorizo su presentación.

Loja, Mayo de 2010

Ph.D. Fernando Oñate Valdivieso.

DIRECTOR DE TESIS

Autoría:

Las ideas y propuestas vertidas en la presente tesis de grado son responsabilidad exclusiva de su autor.

Marco Cueva Moreno.

Agradecimiento:

A Dios principio y fin de la vida, por permitir que este sueño se haga realidad y por las bendiciones recibidas en todos los aspectos de mi vida de hoy en adelante.

Mi agradecimiento a la Universidad Técnica Particular de Loja, a la Escuela de Ingeniería Civil y a todos los profesores que han aportado con mi formación educativa.

Al Ph.D. Fernando Oñate Valdivieso, Director de Tesis por su acertada dirección y sugerencias brindadas a lo largo del desarrollo de la presente tesis.

Dedicatoria

A mis padres Pío y Argelia, por su amor incondicional, por ser el ejemplo y los pilares de mi vida, sin ellos este sueño no se hubiera hecho realidad.

A mis hermanos Pato, Joalito, Pío y Pilugo por sus buenos consejos, su confianza y su apoyo incondicional en toda mi carrera Universitaria.

A toda mi familia, a todos los que con este triunfo sienten orgullo y la misma felicidad que la mía.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	PÁGINA
Carátula.....	i
Cesión de derechos.....	ii
Certifica.....	iii
Autoría.....	iv
Agradecimiento.....	v
Dedicatoria.....	vi
Índice de contenidos.....	vii
Índice de tablas y gráficos.....	xi
 CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	
1.1- INTRODUCCIÓN.....	2
1.2.- DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.3.- JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4.- OBJETIVOS: General y específicos.....	5

CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1.	Ciclo Hidrológico.....	8
2.2.	Fases del ciclo hidrológico.....	8
2.2.1.	Evaporación.....	8
2.2.2.	Precipitación.....	9
2.2.3.	Retención.....	9
2.2.4.	Escorrentía superficial.....	9
2.2.5.	Infiltración.....	9
2.2.6.	Evapotranspiración.....	10
2.2.7.	Escorrentía subterránea.....	10
2.3.	Hidrogramas.....	10
2.3.1.	Hidrograma sintético.....	11
2.4.	Flujos.....	14
2.4.1.	Concepto de flujo.....	14
2.4.2.	Tipos de flujo.....	14
2.4.3.	Categorías de flujo.....	16
2.5.	Tránsito de Avenidas.....	17
2.6.	Métodos de Tránsito de Avenidas.....	20
2.6.1.	Tránsito a través de cauces.....	20
a).	Método de Muskingum.....	20

b). - Método de Muskingum – Cunge.....	26
2.6.2. Tránsito a través de embalses.....	32
a). - Método de tránsito de la piscina nivelada.....	32
b). - Método de tránsito mediante el modelo de la onda cinemática.....	40
CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	46
3.1. Método de Muskingum.....	47
3.1.1. Pasos de cálculo para las estimaciones de X y K.....	47
3.1.2. Estimaciones de X y K.....	48
3.1.3. Pasos de cálculo para el tránsito de avenida.....	52
3.1.4. Tránsito de avenida Muskingum.....	53
3.2. Método de Muskingum-Cunge.....	56
3.2.1. Pasos de cálculo para el tránsito de Muskingum-Cunge....	56
3.2.2. Tránsito de avenidas Muskingum-Cunge.....	58
3.3. Método de la onda cinemática por medio de la solución analítica.....	60
3.3.1. Pasos de cálculo para el tránsito de la onda cinemática....	60
3.3.2. Tránsito de avenidas por medio de la onda cinemática por medio de la solución analítica.....	61

3.4. Método de la piscina nivelada.....	64
3.4.1. Pasos de cálculo para el tránsito de la piscina nivelada	64
3.4.2. Tránsito de avenidas por medio de la piscina nivelada.....	66

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....74

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

ÍNDICE DE GRÁFICAS, CUADRO Y TABLAS

CONTENIDO	PÁGINA
CAPÍTULO II: Fundamentos teóricos	
Figura 1 (ciclo hidrológico).....	8
Cuadro 1 (clasificación de cuencas propuesta para Ecuador).....	12
Figura 2 (partes de un hidrograma).....	13
Imagen 1 (flujo uniforme y no uniforme).....	15
Figura 2 (flujo uniforme y no uniforme).....	15
Figura 4 (flujo constante y variable).....	16
Figura 5 (tipos de flujo).....	16
Figura 6 (tránsito de avenidas).....	18
(a-1).- Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum.....	24
(a-2).- Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum.....	25
(b-1).- Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum-Cunge.....	30

(b-2).- Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum-Cunge.....	31
Gráfica 1 (cambio de almacenamiento durante un período de tránsito Δt).....	34
Gráfico 2 (desarrollo de una función almacenamiento-caudal de salida para tránsito de piscina nivelada con base en las curvas de almacenamiento – elevación y elevación – caudal de salida.....)	36
Figura 7 (ecuaciones de caudal de salida de vertederos).....	37
(a-1).- Diagrama de flujo para la realización del programa piscina nivelada.....	38
(a-2).- Diagrama de flujo para la realización del programa Piscina nivelada.....	39
(b-1).- Diagrama de flujo para la realización del programa onda cinemática.....	44
(b-1).- Diagrama de flujo para la realización del programa onda cinemática.....	45

CAPÍTULO III: Análisis de resultados

- Estimaciones X y K tránsito de avenidas – HydroVLab.....	48
- Estimaciones X y K tránsito de avenidas, Víctor Ponce.....	50
- Programa Muskingum tránsito de avenidas – HydroVLab.....	53
- Programa Muskingum, Víctor Ponce.....	55

- Tránsito de avenidas Muskingum – Cunge – HydroVLab.....58
- Tránsito de avenidas Muskingum, Víctor Ponce.....60
- Tránsito de avenidas de la onda cinemática por medio de la solución analítica – HydroVLab.....62
- Tránsito de avenidas de la onda cinemática por medio de la solución analítica – Hidrología aplicada, VEN TE CHOW.....64
- Tránsito de avenidas por la piscina nivelada – HydroVLab.....66
- Desarrollo de la función almacenamiento – caudal de salida para un embalse de detención.....69
- Tránsito de caudal por piscina nivelada.....70



CAPÍTULO I

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO



RESUMEN

Con el presente proyecto se pretende desarrollar una herramienta informática que implementada en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab), para que este facilite estudiar el problema del tránsito hidrológico ya que un estudio manual o semiautomático presenta problemas como:

- ✓ El procesamiento de la información que se tiene que realizar es bastante laborioso.
- ✓ Las ecuaciones por solucionar, en la mayoría de los casos, son muy complejas.
- ✓ Las simulaciones que se realizan manualmente consumen mucho tiempo y en algunos casos por su extensión errores.

Para facilitar los cálculos del tránsito de avenida se ha creído conveniente utilizar los siguientes métodos:

- ✓ Muskingum, este es un método para calcular el hidrograma de una avenida en su tránsito por el cauce teniendo en cuenta el efecto de laminación. Tiene en cuenta dos parámetros, uno relacionado con la capacidad de almacenamiento del cauce en cada tramo, de carácter adimensional, **(X)**, y otro relacionado con el tiempo que tarda la onda de avenida en desplazarse por el tramo considerado, con unidades de "tiempo", **(k)**.
- ✓ Muskingum-Cunge, Cunge combinó métodos hidráulicos con la simplicidad de método Muskingum, aquí utiliza las dos constantes **(X)**



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

y **(k)** utilizadas en el método Muskingum mediante parámetros hidráulicos del cauce.

- ✓ Onda Cinemática, desprecia los términos de la inercia y la gradiente de presión, en comparación con los de fricción y gravedad, es decir, el caudal es sólo función del calado.
- ✓ Piscina Nivelada, es un procedimiento para calcular el hidrograma de caudal de salida desde un embalse con superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento-caudal de salida.

El laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab) se inició con la programación en Microsoft Visual Studio.net 2005, siendo esta una iniciativa académica que mediante un entorno virtual en Internet tiene la capacidad de proporcionar a estudiantes y profesionales un medio para observar, experimentar y comprender el comportamiento de un sistema hidrológico y la interrelación de las variables en este involucradas.



1.1.- INTRODUCCIÓN

El tránsito de avenidas es un procedimiento que sirve para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (cauce o canal).

La trayectoria del agua puede ser un río, quebrada, canal de riego drenaje, embalse etc. y el hidrograma de avenida puede resultar del escurrimiento producto de la precipitación y/o deshielo y descargas de un embalses etc.

Cuando la onda de una creciente viaja por un cauce, o pasa a través de un embalse, su duración aumenta y disminuyen las magnitudes de sus gastos; este fenómeno es conocido como Atenuación de la Onda, de manera que el Tránsito o Propagación de Crecientes se define como el proceso de determinación progresiva en función del tiempo, de la forma de una onda de creciente en los sucesivos puntos de un río o a través de un embalse (WMO-UNESCO, 1974).

Con el presente proyecto se pretende desarrollar una herramienta informática que implementada en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab), para que este facilite estudiar el problema del tránsito hidrológico ya que un estudio manual o semiautomático presenta problemas como:

- ✓ El procesamiento de la información que se tiene que realizar es bastante laborioso.



- ✓ Las ecuaciones por solucionar, en la mayoría de los casos, son muy complejas.
- ✓ Las simulaciones que se realizan manualmente consumen mucho tiempo y en algunos casos por su extensión errores.

Para facilitar los cálculos del tránsito de avenida se ha creído conveniente utilizar los siguientes métodos:

- ✓ Muskingum, este es un método para calcular el hidrograma de una avenida en su tránsito por el cauce teniendo en cuenta el efecto de laminación. Tiene en cuenta dos parámetros, uno relacionado con la capacidad de almacenamiento del cauce en cada tramo, de carácter adimensional, **(X)**, y otro relacionado con el tiempo que tarda la onda de avenida en desplazarse por el tramo considerado, con unidades de "tiempo", **(k)**.
- ✓ Muskingum-Cunge, Cunge combinó métodos hidráulicos con la simplicidad de método Muskingum, aquí utiliza las dos constantes **(X)** y **(k)** utilizadas en el método Muskingum mediante parámetros hidráulicos del cauce.
- ✓ Onda Cinemática, desprecia los términos de la inercia y la gradiente de presión, en comparación con los de fricción y gravedad, es decir, el caudal es sólo función del calado.
- ✓ Piscina Nivelada, es un procedimiento para calcular el hidrograma de caudal de salida desde un embalse con superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento-caudal de salida.



El laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab) se inició con la programación en Microsoft Visual Studio.net 2005, siendo esta una iniciativa académica que mediante un entorno virtual en Internet tiene la capacidad de proporcionar a estudiantes y profesionales un medio para observar, experimentar y comprender el comportamiento de un sistema hidrológico y la interrelación de las variables en este involucradas.

El laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab) posee tres tipos de servicios:

- 1).- Herramientas para análisis de datos, que le permiten al usuario realizar análisis de consistencia con curvas de doble, modelamiento y estimación de información faltante de registros históricos de precipitación.
- 2).- Herramientas para la simulación de procesos, que permiten estudiar cada una de las fases del ciclo hidrológico y el efecto de la variación de sus parámetros.
- 3).- Herramientas para diseño de obras relacionadas a la hidrología y la ingeniería fluvial, que se constituyan en un apoyo fundamental para el proyectista.

En nuestro caso los métodos programados serán incluidos en el menú de simulación de procesos como tránsito de avenidas con sus respectivos métodos y descripciones, acotando que estos están programados en Microsoft Visual Studio.net 2008.



1.2.- DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Teniendo en cuenta que los cálculos hidrológicos son largos y complejos se ha visto necesario utilizar herramientas como el internet y la programación para en este caso beneficiarnos de sus ventajas e implementarlos en el ya creado laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab) utilizando los métodos de cálculo del tránsito de avenidas: Muskingum, Muskingum-cunge, onda cinemática y piscina nivelada.

Hemos visto necesaria la creación de estas herramientas como un apoyo académico aparte que el estudio del tránsito de avenidas es muy importante para conocer las crecidas en los cauces y embalses pudiendo así prevenir algún tipo de inundación o simplemente para manejar y controlar los caudales en los cauces, canales y embalses.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

Debido a que el proceso de información y cálculo es bastante largo, repetitivo y laborioso se puede cometer errores, por lo que se ha creído necesaria la elaboración de una herramienta informática que implementada en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab), brinde al hidrólogo o estudiante una ayuda en los cálculos y le permita simplificar todos estos procesos, facilitando así los resultados y llegando con estos a la optimización de su diseño.

1.4.- OBJETIVOS

1.4.1.- Objetivo general

Implementar metodologías para el cálculo de tránsito de avenidas en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab).



1.4.2.- Objetivos específicos

- Investigar el fundamento teórico de los métodos de tránsito hidrológico.
- Implementar los métodos de tránsito hidrológico (muskingum, muskingum-cunge, onda cinemática, piscina nivelada) en un entorno virtual mediante la creación de una herramienta informática en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab).
- Validar la aplicación desarrollada.

La presente tesis se encuentra organizada en los siguientes capítulos:

Capítulo I: Descripción general del proyecto; aquí se dará una pequeña introducción, definición del problema, justificación y objetivos de esta investigación.

Capítulo II: Fundamentos teóricos y métodos; expondremos lo que son los fundamentos teóricos y los métodos a utilizar con sus respectivas fórmulas y los diagramas de flujo de cada programa según su método.

Capítulo III: Análisis de resultados; aquí compararemos cada método con un ejemplo para analizar sus diferencias, similitudes y poderlos validar utilizando hojas de Excel.

Capítulo IV: Conclusiones y recomendaciones.

Bibliografía

Anexos



CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS



2.1.- CICLO HIDROLÓGICO

Este puede ser definido como el que indica la ubicación y el movimiento del agua, este es proceso cíclico donde las partículas de agua evaporada del océano vuelven al mismo después de pasar por las etapas de precipitación, escorrentía superficial y/o escorrentía subterránea, basándose en los estados sólido líquido y gaseoso.

Figura 1.- Ciclo hidrológico



Fuente: http://www.ciclohidrologico.com/media/Ciclo_hidrologico.jpg

2.2.- FASES DEL CICLO HIDROLÓGICO

2.2.1. Evaporación: Comienza en superficies líquidas muy extensas ya sean lagos, mares u océanos donde los rayos solares y la temperatura favorecen con la formación continua de vapor de agua, este vapor que es menos denso que el agua sube a las



capas más altas de la atmósfera donde se enfría y forma las nubes.

2.2.2. Precipitación: Cuando por condensación las partículas de agua que forman las nubes alcanzan un tamaño superior a 0.1 mm comienza a formarse gotas, gotas que caen por gravedad dando lugar a las precipitaciones (en forma de lluvia, granizo o nieve). (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al 1994).

2.2.3. Retención: No siempre toda el agua llega a tocar el suelo una buena parte es retenida por los edificios, casas, vías y todo lugar que no tenga contacto con el suelo para luego volver a evaporarse y otra parte es retenida en embalses superficiales volviendo luego nuevamente en forma de vapor a la atmósfera.

Del agua que alcanza la superficie del suelo, una parte queda retenida en charcas, lagos y embalses (“almacenamiento superficial”) volviendo una gran parte de nuevo a la atmósfera en forma de vapor.

2.2.4. Escorrentía superficial: Es cuando el agua circula y se junta con otros pequeños cursos de agua para desembocar en un río o quebrada llegando todos estos a los océanos.

2.2.5. Infiltración: Parte de esta precipitación llega a filtrarse en la superficie del terreno (“infiltración”) a través de los poros y fisuras del suelo o las rocas, relleno de agua el medio poroso (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).



2.2.6. Evapotranspiración: Generalmente existen en las formaciones geológicas poros que no están saturados en agua, que se denomina "zona no saturada", y una parte inferior saturada en agua, y denominada "zona saturada". Los fenómenos de evaporación y transpiración en la zona no saturada son difíciles de separar y es por ello por lo que se utiliza el término "evapotranspiración" para englobar ambos términos.

2.2.7. Escorrentía subterránea: El agua subterránea puede volver a la atmósfera por evapotranspiración cuando el nivel saturado queda próximo a la superficie del terreno. Otras veces, se produce la descarga de las aguas subterráneas, la cual pasará a engrosar el caudal de los ríos, rezumando directamente en el cauce o a través de manantiales, o descarga directamente en el mar, u otras grandes superficies de agua, cerrándose así el ciclo hidrológico. (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).

2.3.- HIDROGRAMAS

El hidrograma es un gráfico que registra los caudales en función tiempo, con este podemos conocer (<http://www.pcc.unex.es>):

- El pico de escorrentía (caudal máximo de la avenida).
- El flujo de base o aporte de las aguas subterráneas al flujo.
- Las variaciones estacionales de los caudales si se grafica un período de uno o varios años.

2.3.1. Hidrograma Unitario: Curva básica de respuesta a una unidad de precipitación que describe la forma en que una cuenca



devuelve un ingreso de lluvia distribuido en el tiempo. Se basa en el principio de que dicha relación entrada-salida es lineal, es decir, que pueden sumarse linealmente. Se construye con base en un "Hidrograma en S" que a su vez se construye desglosando varias tormentas y sus hidrogramas reales producidos.

2.3.1. Hidrograma Sintético: Hidrograma unitario estimado de acuerdo con fórmulas que incluyen parámetros físicos de la cuenca en estudio como área, longitud del cauce principal, pendiente promedio y otros. Son los hidrogramas sintéticos más conocidos: el Triangular del USDA, el de Snyder, el de Clark.

Las partes de un hidrograma son las siguientes: (Fundamentos de hidrología de superficie, Aparicio Francisco, 1992).

- **Caudal base:** Caudal circulante por el río antes de iniciarse la lluvia y después de que los efectos de la lluvia han desaparecido.
- **Curva de concentración:** Rama ascendente del hidrograma, función de la intensidad y distribución de la lluvia y características de la cuenca, influyen mucho las condiciones iniciales de la cuenca (AC).
- **Punta del hidrograma:** Punto de caudal máximo (C).
- **Curva de recesión:** Primera parte de la rama descendente del hidrograma, se superponen los caudales correspondientes a la escorrentía superficial, caudales subterráneos e hipodérmicos. Existe un punto de inflexión que lo separa de la curva de agotamiento (CB).



- **Curva de agotamiento:** Parte final de la curva de recesión del hidrograma, contiene caudales subterráneos e hipodérmicos BD.
- **Tiempo de caudal pico:** Tiempo transcurrido desde que se inicia la curva de concentración hasta que se produce la punta del hidrograma.
- **Tiempo de base:** Tiempo transcurrido entre el inicio de la curva de concentración y el punto de inflexión que identifica el final de la curva de bajada.
- **Tiempo de concentración:** Tiempo transcurrido desde el final de la lluvia neta hasta que se acaba la curva de bajada, es decir, final de la escorrentía superficial ó también es el tiempo que tarda en llegar la última gota de lluvia que produce escorrentía desde el punto más alejado, a la sección donde se mide el hidrograma.
- **Cuenca Hidrográfica:** Hablando hidrológicamente podemos decir que es un área de territorio que acoge las aguas lluvias luego esta es drenada en forma de escorrentía produciendo un caudal hacia un punto de salida en el cauce principal.

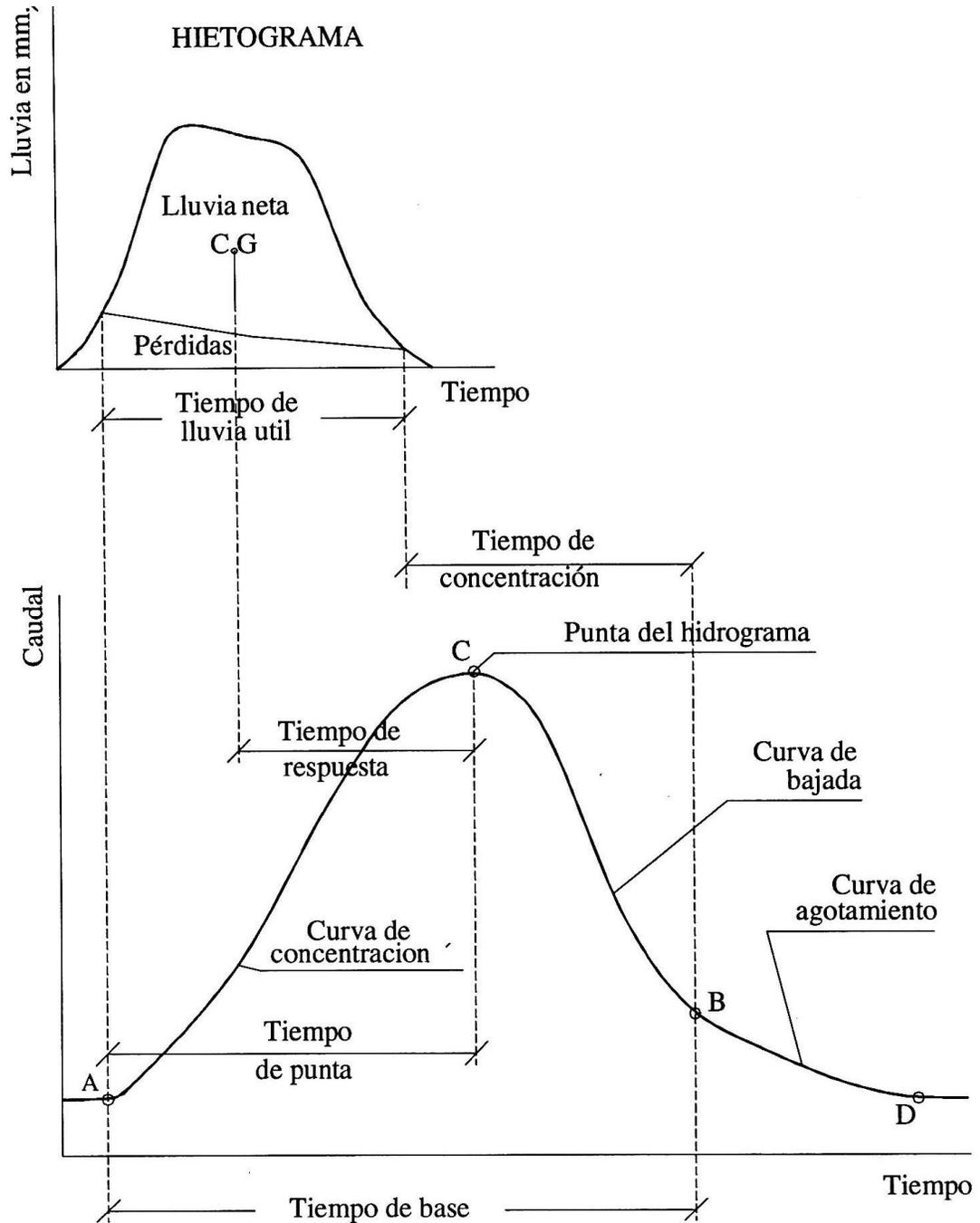
Cuadro 1.- Clasificación de cuencas propuesta para Ecuador

Categoría	Superficie en Ha	Superficie en Km²
Sistema hidrográfico	Mayor a 300000	Mayor a 3000
Cuenca hidrográfica	100001 a 300000	1001 a 3000
Subcuenca	15001 a 100000	151 a 1000
Microcuenca	4000 a 15000	40 a 150
Minicuenca o quebrada	Menor a 4000	Menor a 40

Fuente: INEFAN 1995.



Figura 2.- Partes de un hidrograma



Fuente: <http://www.pcc.unex.es>



2.4.- FLUJOS

2.4.1.- Concepto de flujo

Es la cantidad de agua que pasa en una unidad de tiempo, este es el volumen que pasa por un área dada en la unidad de tiempo.

2.4.2.- Tipos de flujo

Para clasificar los tipos de flujo es preciso considerar dos aspectos: la uniformidad del flujo dentro de la corriente fluvial y su variabilidad con el tiempo.

Es común que las condiciones de flujo cambien dentro de un mismo río. A menudo, ciertas secciones o tramos del río presentan varias transiciones de condiciones de flujo entre un determinado tipo de flujo y otro. (www.meted.ucar.edu)

a). Flujo uniforme y no uniforme

Si suponemos que en cada punto dentro una corriente el fluido se mueve a la misma velocidad y en la misma dirección, el flujo es uniforme.

Sin embargo, si en un momento dado la velocidad no es igual en cada punto, el flujo no es uniforme.

Un flujo en un cauce fluvial no puede ser uniforme, porque la velocidad del fluido cerca de los bordes del cauce siempre será menor, por efecto de la fricción, a menudo ignoramos este efecto, por considerarlo insignificante a los fines de cómputo. En realidad,



si el tamaño y la forma del cauce y la sección transversal son constantes, el flujo se considera uniforme.

Flujo Uniforme y no Uniforme

Imagen 1

Figura 2



Fuente: www.meted.ucar.edu

b). Flujo constante y flujo variable

Cuando el flujo es constante o permanente, las condiciones de velocidad, presión y sección transversal pueden ser distintas de un punto a otro, pero no cambian con el tiempo.

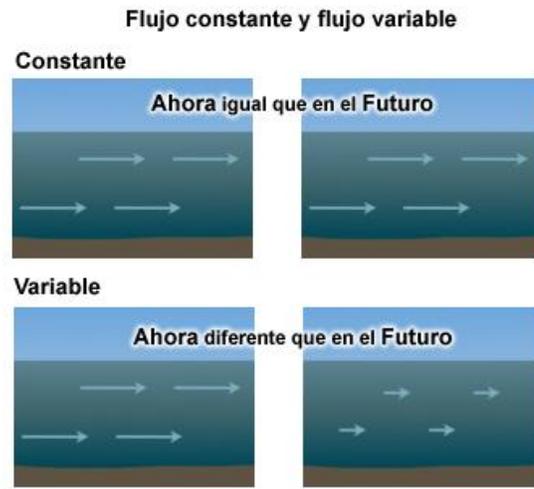
Si en algún punto dentro del fluido las condiciones cambian con el tiempo, el flujo se describe como variable.

En la práctica, siempre habrá leves variaciones de velocidad y presión, pero si los valores medios son constantes, el flujo se considera constante.



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

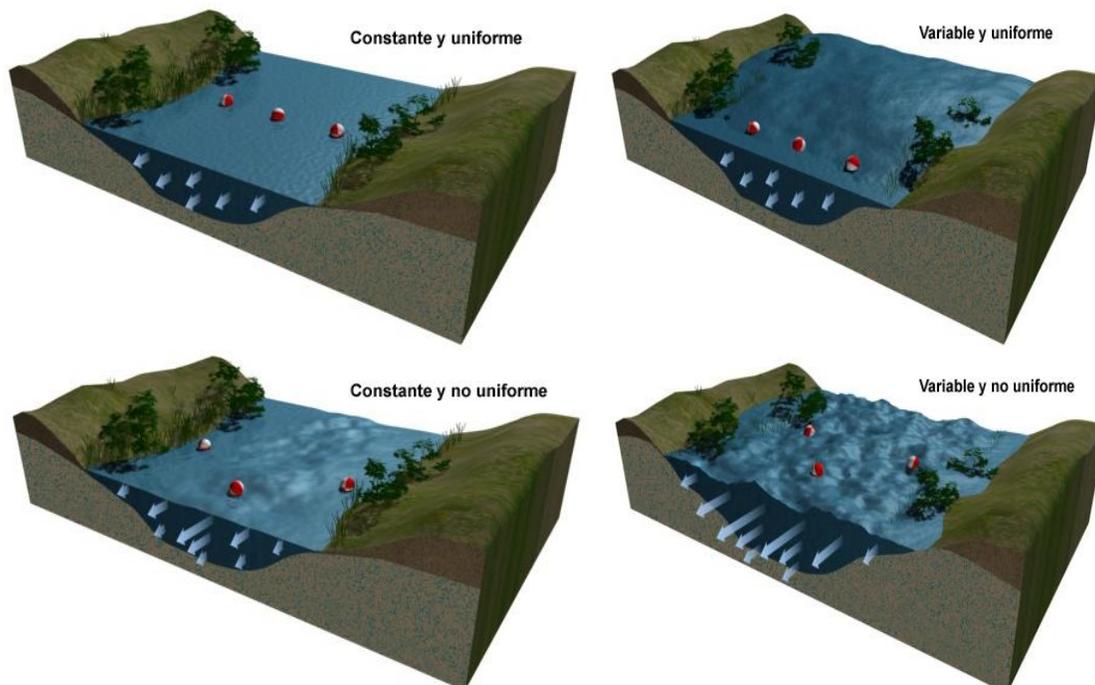
Figura 4: Flujo constante y variable



Fuente: www.meted.ucar.edu

2.4.3.- Categorías de flujo

Figura 5: Tipos de flujos



Fuente: www.meted.ucar.edu



Si combinamos las condiciones de flujo antes descritas podemos identificar cuatro tipos generales de flujo (www.meted.ucar.edu):

a). Flujo constante y uniforme: Las condiciones no cambian ni con la posición en el río ni con el tiempo.

b). Flujo constante y no uniforme: Las condiciones cambian de un lugar a otro del río, pero no con el tiempo.

c). Flujo variable y uniforme: En un momento dado, las condiciones son iguales en todos los puntos, pero cambian con el tiempo.

d). Flujo variable y no uniforme: Las condiciones del flujo pueden cambiar de un punto a otro y, en cada punto, con el tiempo.

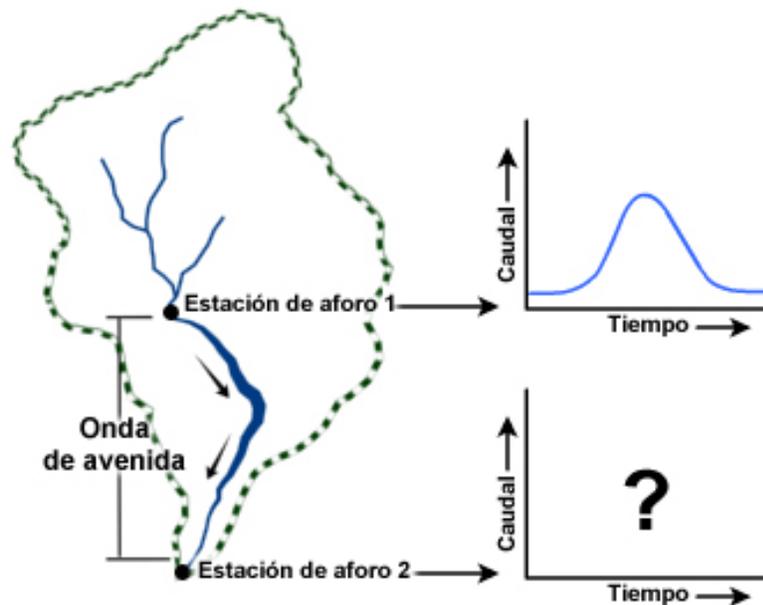
2.5. TRÁNSITO DE AVENIDAS

El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (cauce o canal).

El curso de agua puede ser un río, una quebrada, un canal de riego o drenaje, etc y el hidrograma de avenida puede resultar del escurrimiento producto de la precipitación y/o deshielo y descargas de un embalse, etc. El tránsito de avenidas se utiliza principalmente para predecir los niveles de máxima crecida, el volumen del agua y el desarrollo temporal del flujo.



Figura (6): Tránsito de avenidas



Fuente: www.meted.ucar.edu

Estas predicciones son necesarias para determinar el nivel de máxima crecida en lugares río abajo, estimar si las alcantarillas y los aliviaderos o vertederos son adecuados, pronosticar el nivel que pueden alcanzar las crecidas en las llanuras de inundación y realizar otros cálculos que dependen del caudal.

Otro uso del tránsito de avenidas consiste en demostrar cómo una presa o un embalse de control de crecidas afectará al volumen de agua que una tormenta puede producir río abajo, los embalses almacenan temporalmente el caudal de una crecida.

Para realizar el cálculo de tránsito de avenidas se emplean los siguientes métodos (www.meted.ucar.edu):



Los métodos basados en la física que aplican principios de conservación de la masa y de conservación del momento.

En el tránsito de avenidas basadas en la física existen dos enfoques: hidrológico e hidráulico.

- Los métodos hidrológicos aplican la ecuación de conservación de la masa, pero hacen algunas suposiciones simplificadoras, estas ecuaciones se pueden resolver manualmente, si resulta necesario.
- Los métodos hidráulicos hacen menos suposiciones y aplican las ecuaciones de conservación de la masa y de conservación del momento, pero exigen mucha más información topográfica y de caudal. Debido a que los métodos numéricos empleados son muy complejos, las ecuaciones de cálculo hidráulico de tránsito de avenidas es mucho más rápido resolverlas utilizando un software informático.

Si adoptamos un enfoque hidrológico, necesitamos saber el cambio en el volumen de agua que entra y sale de un tramo de un río.

Por otra parte, los enfoques hidráulicos toman en cuenta el cambio de volumen y los cambios de energía del sistema fluvial. La energía existe en el sistema en forma de valores cinemáticos, hidrostáticos y potenciales. Estos términos se manifiestan en el mundo real como velocidad del agua, presión y elevación.

Si los caudales afluente (entrante) y efluente (saliente) del sistema son iguales, el nivel del agua y el volumen asociado permanecerán iguales.



Sin embargo, si el caudal afluente excede el caudal efluente, el nivel y el volumen del agua aumentarán.

Finalmente, si el caudal efluente excede el caudal afluente, el nivel y el volumen del agua bajarán.

2.6. MÉTODOS DE TRÁNSITO DE AVENIDAS

2.6.1. Tránsito a través de cauces

El río es también una especie de almacenador de agua alargado la cual utiliza la ecuación de la continuidad para su solución y alguna relación entre almacenamiento y caudal de salida.

El tránsito nos permite conocer la variación de un hidrograma al recorrer un tramo del cauce con esto determinamos efectos reguladores de presas aguas abajo para el control de crecidas e inundaciones (tomado de Aparicio, 1992). (Fundamentos de hidrología de superficie, Aparicio Francisco, 1992).

a). Método de Muskingum

El método de Muskingum de tránsito de avenidas se desarrolló en la década de los años 30 con relación al diseño de los sistemas de protección contra las inundaciones en la cuenca del río Muskingum, Ohio (Ponce, 1994).

Este método está basado en la ecuación diferencial de almacenamiento:

$$Q_e - Q_s = \frac{dS}{dt} \quad (\text{Ec. 1})$$



En un canal ideal el almacenamiento está en función del caudal de entrada y caudal de salida. Este es un contraste con los depósitos ideales en los que el almacenamiento es el único con una función del flujo de salida.

$$S = K(XQ_e) + (1 - X)Q_s \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

S - Volumen de almacenamiento.

Q_e - Caudal de entrada.

Q_s - Caudal de salida.

K - Coeficiente de almacenamiento o constante de tiempo.

X - Factor de ponderación.

También expresado de la siguiente manera:

$$\frac{Q_{e_1} + Q_{e_2}}{2} + \frac{Q_{s_1} + Q_{s_2}}{2} = \frac{S_1 + S_2}{\Delta t} \quad (\text{Ec. 3})$$

La ecuación (2) es expresada en dos niveles:

$$S = K(XQ_{e_1}) + (1 - X)Q_{s_1} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S = K(XQ_{e_2}) + (1 - X)Q_{s_2} \quad (\text{Ec. 5})$$

Sustituyendo las ecuaciones (4) y (5) obtenemos:



$$Q_{s_2} = C_0 Q_{e_2} + C_1 Q_{e_1} + C_2 Q_{s_1} \quad (\text{Ec. 6})$$

En donde C_0 , C_1 y C_2 son coeficientes de tránsito

$$C_0 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) - 2(X)}{2\left(\left(\frac{\Delta t}{K}\right) - X\right)} \quad (\text{Ec. 7})$$

$$C_1 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + 2(X)}{2\left(\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + X\right)} \quad (\text{Ec. 8})$$

$$C_2 = \frac{2\left(\left(\frac{\Delta t}{K}\right) - X\right)}{2\left(\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + X\right)} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde $C_0 + C_1 + C_2 = 1$

Para el cálculo de los parámetros de (K) y (X) , los caudales de entrada y salida son datos conocidos por los aforos (Ponce, 1994).

Para calcular el volumen de almacenamiento se utiliza la siguiente ecuación tomando en cuenta que el primer dato de almacenamiento $S_1=0$ se lo asume con valor de 0.

$$S_2 = S_1 + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) (Q_{e_1} + Q_{e_2} - Q_{s_1} - Q_{s_2}) \quad (\text{Ec. 10})$$



Los valores de **(X)** tienen que cumplir el siguiente rango
 $0 \leq X \leq 0.5$

Si $X = 0$, $S = KxQ$, es el caso del reservorio lineal e indica que la atenuación de la onda es por efecto únicamente de almacenamiento.

Si $X = 0.5$, el fenómeno resulta una pura traslación de la onda de crecida, es decir no presenta amortiguamiento. Los valores de X superiores a 0,5 producen difusión negativo.

El valor más común está entre 0.1 y 0.3, tomando una media de 0.2

Luego de esto se aplica la siguiente fórmula:

$$X(Q_e) + (1 - X)Q_s \quad (\text{Ec. 11})$$

Al graficar el volumen de almacenamiento **(S)** en eje de (Y) y el flujo de ponderación o los valores de **(X)** tomamos la grafica que más se asemeje a una línea recta y su valor de **(X)** con esto podemos calcular el valor de **(K)** con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{S}{X} \quad (\text{Ec. 12})$$

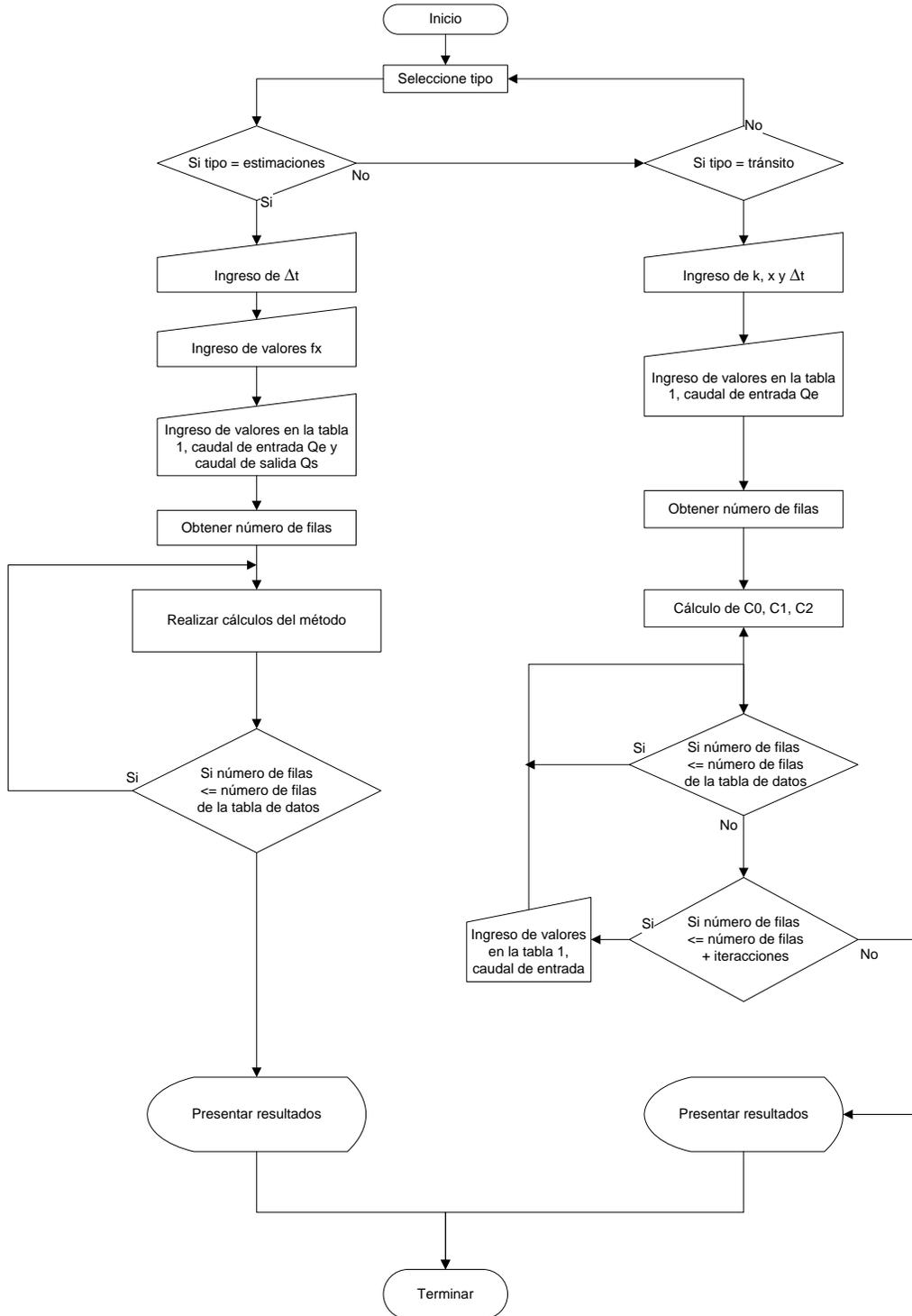
Donde:

S - Volumen de almacenamiento.

X - Factor de ponderación.



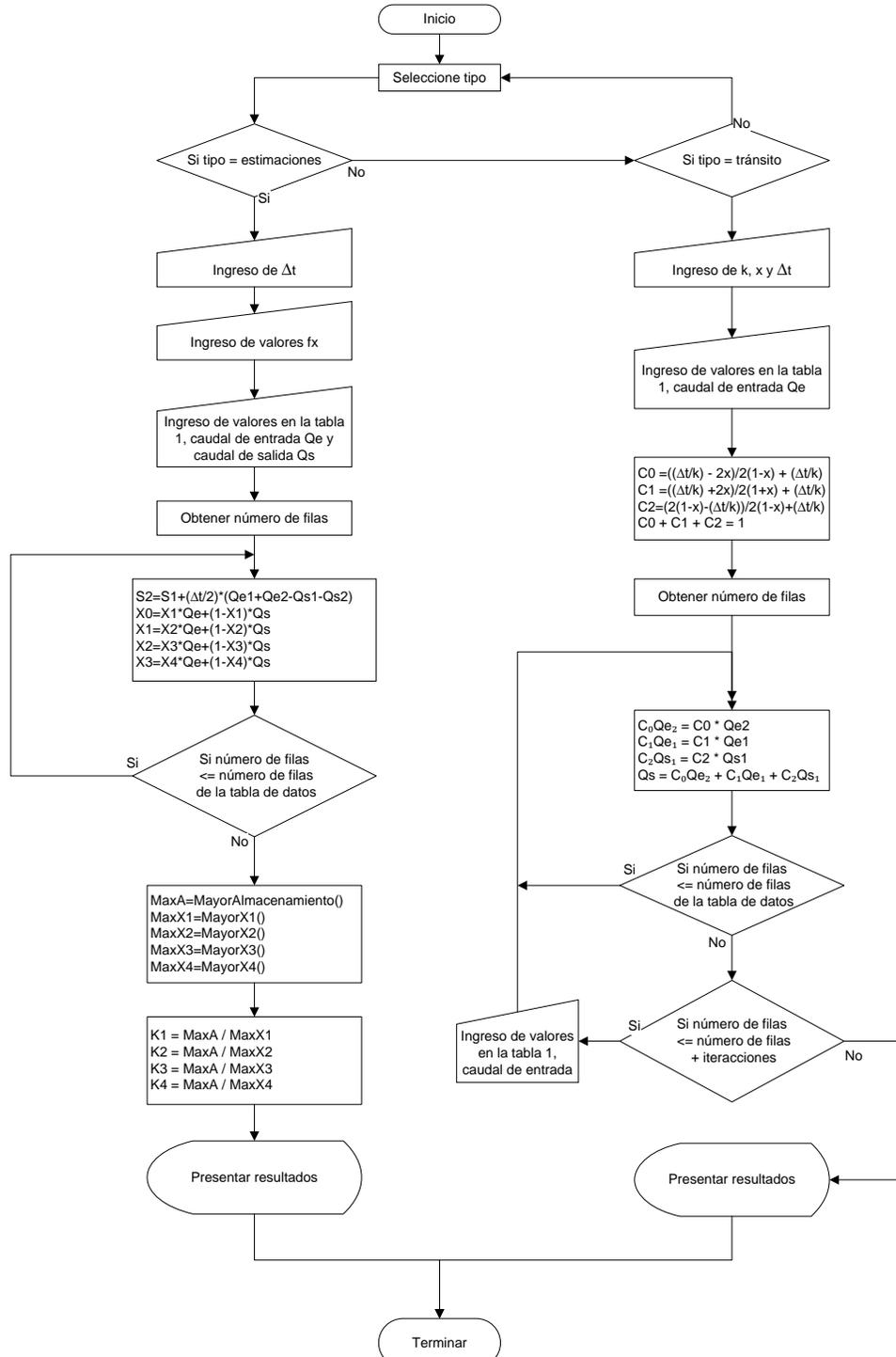
(a-1). Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum



Fuente: El autor



(a-2). Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum



Fuente: El autor



b). Método de Muskingum - Cunge

El método de Muskingum - Cunge es una variación del método de Muskingum hecha por Cunge, la cual consiste en cambiar la base cinemática del método de Muskingum a un método análogo del tipo difusivo para tener la capacidad de predecir la atenuación de la onda del hidrograma (Ponce, 1994).

Es necesario saber cómo calcular la celeridad de la onda cinemática:

$$c = \beta(V) \quad (\text{Ec. 13})$$

Los coeficientes de tránsito son:

$$C_0 = \frac{c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) - 2(X)}{2 \left(-X \right) + c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$C_1 = \frac{c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) + 2(X)}{2 \left(-X \right) + c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$C_2 = \frac{2 \left(-X \right) - c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)}{2 \left(-X \right) + c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)} \quad (\text{Ec. 16})$$

Por definición:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (\text{Ec. 17})$$



La ecuación de cálculo de **(X)** se obtiene con la siguiente expresión:

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q_0}{(S_0)(c)(\Delta x)} \right) \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

- Δx - Longitud del tramo del cauce considerado.
- C - Celeridad
- S_0 - Pendiente media del cauce (adimensional).
- Q_0 - Flujo por unidad de ancho

Una característica única del método Muskingum-Cunge es la independencia de la red del hidrograma de salida calculado, lo que lo distingue de otras soluciones de onda cinemática lineal con la difusión incontrolada numérica y la dispersión.

La correcta aplicación de este método requiere elegir correctamente el Δt y Δx . Para ello se dividirá el tramo estudiado en subtramos, de modo que el caudal de salida de uno de ellos será el caudal de entrada del siguiente

Si la dispersión numérica se reduce al mínimo, el caudal de salida calculado en el extremo inferior de un tramo del canal será esencialmente el mismo, independientemente del número de tramos que se utilizan en el cálculo. Esto se debe a que **(X)** es una función de Δx , y los coeficientes C_0 , C_1 y C_2 varían de acuerdo al alcance de la longitud de tránsito (Ponce, 1994).



Una versión mejorada del método Muskingum-Cunge es gracias a Ponce - Yevjevich. El valor de **(C)** es el número de Courant y se utiliza la siguiente fórmula:

$$C = c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) \quad (\text{Ec. 19})$$

El Número de Reynolds se calcula con:

$$D = \frac{q_0}{(S_0)(c)(\Delta x)} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde D es el número de Reynolds por lo tanto:

$$X = 1 - D \quad (\text{Ec. 21})$$

El término para calcular el coeficiente de tránsito tomando en cuenta el coeficiente de Courant (C) y el número de Reynolds (Ponce, 1994).

$$C_0 = \frac{-1 + C + D}{1 + C + D} \quad (\text{Ec. 22})$$

$$C_1 = \frac{1 + C - D}{1 + C + D} \quad (\text{Ec. 23})$$

$$C_2 = \frac{1 - C + D}{1 + C + D} \quad (\text{Ec. 24})$$

Una vez definido Δt se calcula Δx como:

$$\Delta x = c(\Delta t) \quad (\text{Ec. 25})$$



Para poder realizar los cálculos del método de Muskingum-Cunge es necesario conocer las siguientes fórmulas básicas:

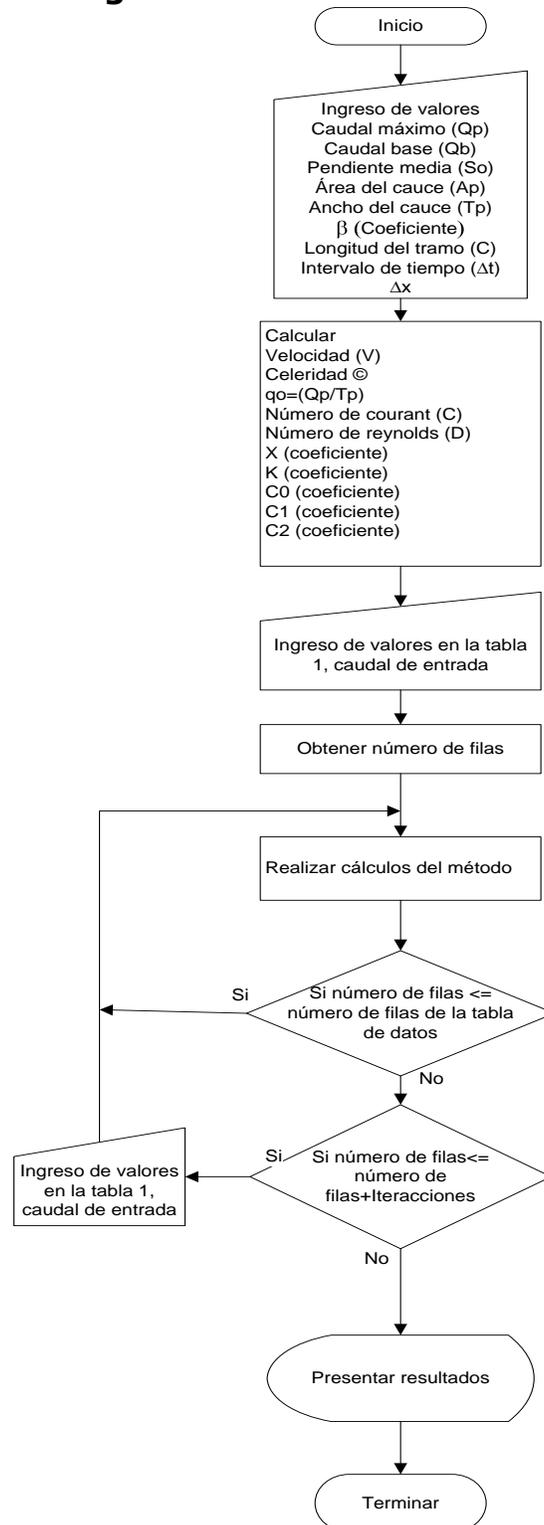
$$\text{Velocidad media: } V = \frac{Q_p}{A_p} \quad (\text{Ec. 26})$$

$$\text{La onda de celeridad: } c = \beta(V) \quad (\text{Ec. 27})$$

$$\text{Flujo por unidad de ancho } q_0 = \frac{Q_p}{T_p} \quad (\text{Ec. 28})$$



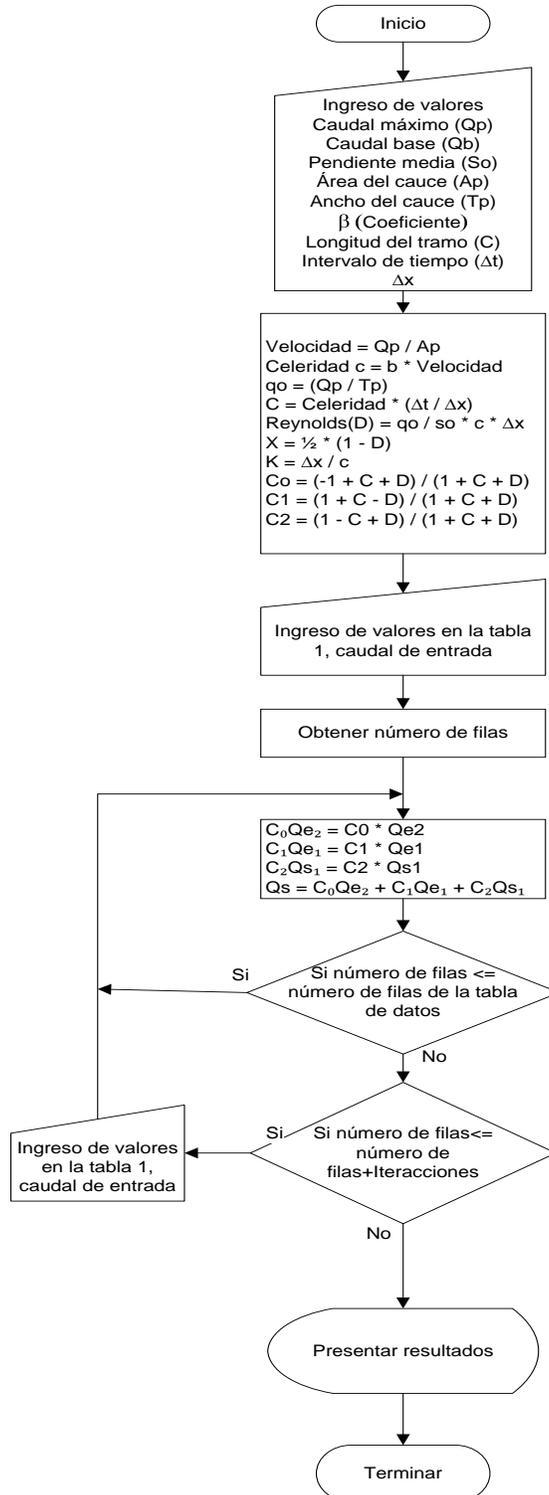
(b-1). Diagrama de flujo para la realización del programa Muskingum - Cunge



Fuente: El autor



**(b-2). Diagrama de flujo para la realización del programa
Muskingum - Cunge**



Fuente: El autor



2.6.2. Tránsito a través de embalses

En un embalse natural o artificial el caudal de salida se fija por la altura del agua, esta tiene su inicio en la base de la solera hasta el nivel de agua, donde se determina el área y el volumen del agua en el embalse.

Debido a que el máximo caudal efluente es menor que el máximo caudal afluente, el embalse descarga el volumen de agua más lentamente de lo que hubiera sido el caso naturalmente.

Esto significa que un embalse puede reducir o atenuar el caudal máximo y atrasar o posponer el desarrollo temporal de la crecida máxima (Hidrología en la ingeniería, Monsalve Germán, 1999)

a). Método de tránsito de la Piscina Nivelada

El tránsito de piscina nivelada es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento-caudal de salida (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).

El horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración Δt , indexados por j , es decir, $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j + 1)\Delta t, \dots$

Y la ecuación de continuidad $\frac{dS}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$ se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la Figura (8). Para el j -ésimo intervalo de tiempo:



$$\int_{S(j)}^{S(j+1)} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q_e(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q_s(t)dt \quad (\text{Ec. 29})$$

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del j -ésimo intervalo son Q_{e_j} e $Q_{e_{j+1}}$ respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son Q_{s_j} y $Q_{s_{j+1}}$. Aquí tanto el caudal de entrada como el caudal de salida son tasas de flujo medidas como información por muestra, en lugar de que el caudal de entrada sea información por pulso y el caudal de salida sea información por muestra como ocurría con el hidrograma unitario. Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo, $S_{j+1} - S_j$ puede encontrarse reescribiendo (29) como:

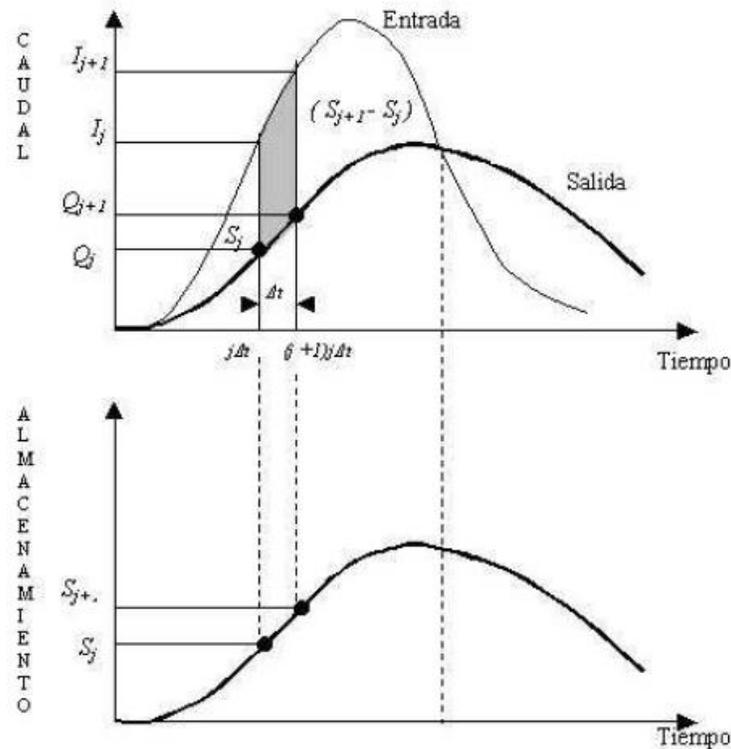
$$S_{j+1} - S_j = \frac{Q_{e_j} + Q_{e_{j+1}}}{2} \Delta t - \frac{Q_{s_j} + Q_{s_{j+1}}}{2} \Delta t \quad (\text{Ec. 30})$$

Los valores de Q_{e_j} e $Q_{e_{j+1}}$ se conocen debido a que han sido especificados en los datos de entrada. Los valores de Q_{s_j} y S_j se conocen en el intervalo de tiempo j -ésimo a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo previo. Por consiguiente, la (Ec. 30) contiene dos incógnitas, $Q_{s_{j+1}}$ y S_{j+1} , las cuales pueden aislarse multiplicando Ecuación (30) por $\frac{2}{\Delta t}$, y reordenando el resultado para producir (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{s_{j+1}} \right) = (Q_{e_j} + Q_{e_{j+1}}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_{s_j} \right) \quad (\text{Ec. 31})$$



Gráfica (1): Cambio de almacenamiento durante un período de tránsito Δt



Fuente: Hidrología aplicada, Ven te Chow et. al

Con el fin de calcular el caudal de salida $Q_{s_{j+1}}$, a partir de la (Ec. 31), se necesita una función almacenamiento - caudal de salida que relacione $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right)$ y Q_s . El método para desarrollar esta función utiliza las relaciones elevación - almacenamiento y elevación - caudal de salida se muestra en la (Gráfica 2). La relación entre la elevación de la superficie de agua y el almacenamiento en el embalse puede determinarse planimetrando mapas topográficos o mediante estudios topográficos de campo. La relación elevación - caudal se deduce de las ecuaciones hidráulicas que relacionan cabeza y caudal, como las que se muestran en la (Fig. 7), para varios tipos de vertederos y de estructuras de



salida. El valor de Δt se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma del caudal de entrada. Para un valor de elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento S y del caudal de salida O [partes (a) y (b) de la (Grafica 2)], luego se calcula el valor de $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right)$ y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida O en el eje vertical [parte (c) de la gráfica (2).] (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).

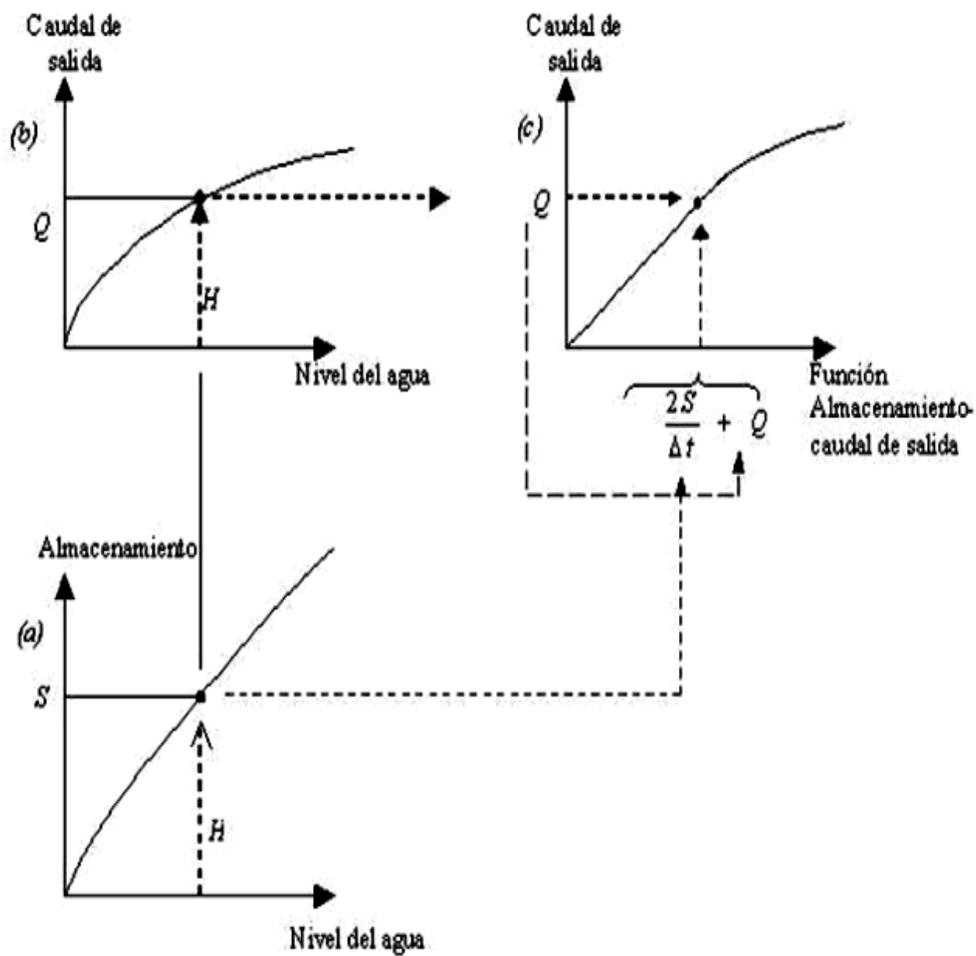
Durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo j , todos los términos de la parte derecha de la (Ec. 31) se conocen, luego el valor de $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t + Q_{s_{j+1}}}$ puede calcularse. El valor correspondiente de $Q_{s_{j+1}}$ puede determinarse a partir de la función almacenamiento – caudal de salida $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right)$ ya sea gráficamente o por interpolación lineal de unos valores dados en forma tabular. Con el fin de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor de $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t - Q_{s_{j+1}}}$ se calcula utilizando,

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{s_{j+1}}\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{s_{j+1}}\right) - 2Q_{s_{j+1}} \quad (\text{Ec. 32})$$

Este cálculo se repite para los subsiguientes períodos de tránsito.



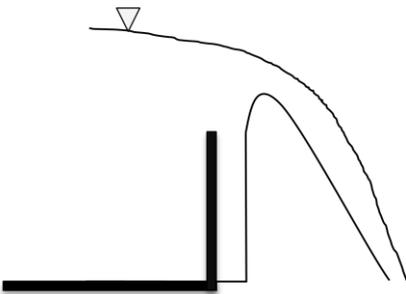
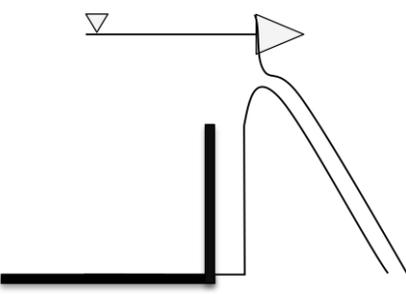
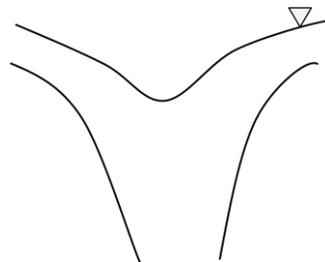
Gráfico (2). Desarrollo de una función almacenamiento – caudal de salida para tránsito de piscina nivelada con base en las curvas de almacenamiento-elevación y elevación-caudal de salida.



Fuente: Hidrología aplicada, Ven te Chow



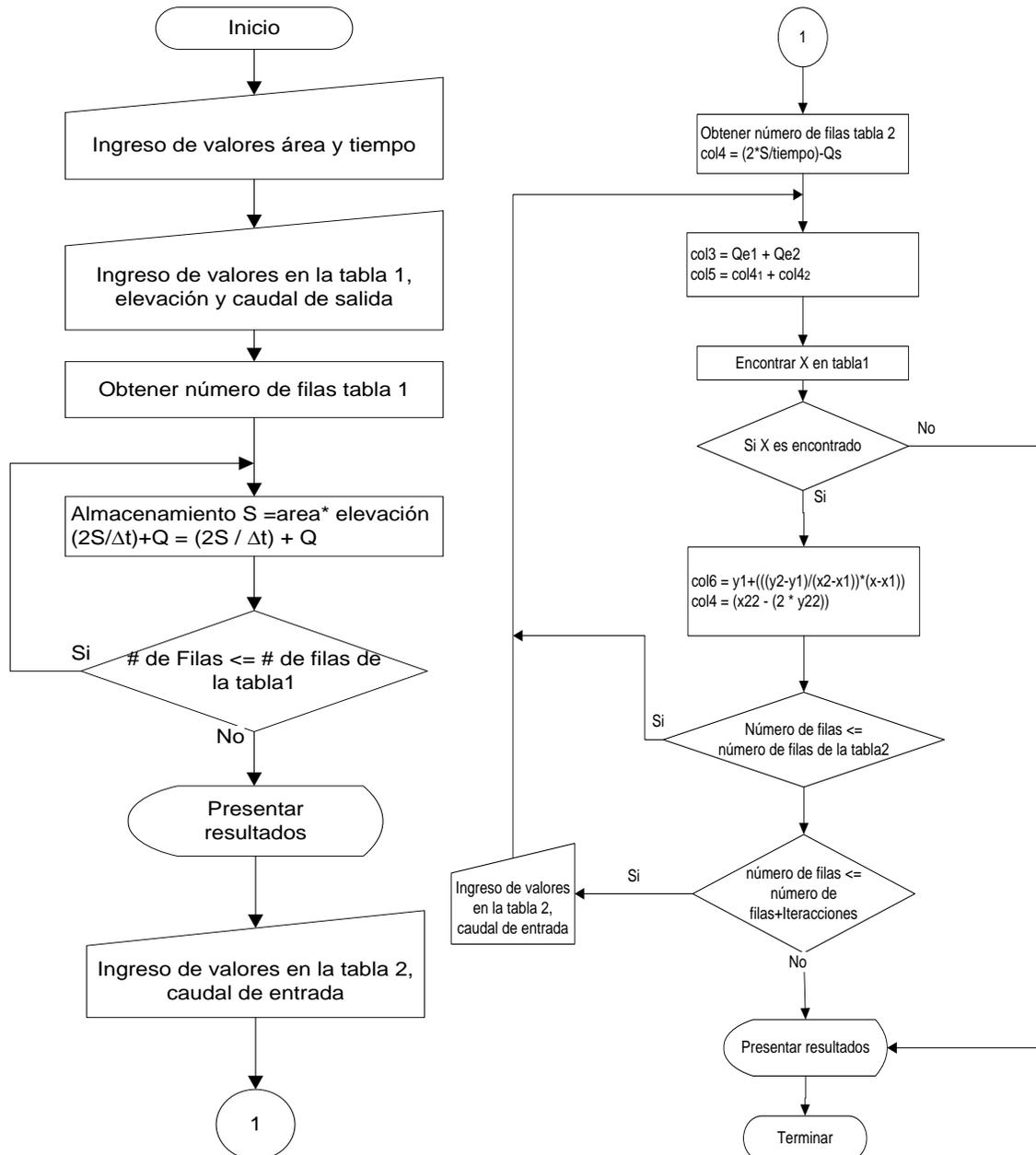
Figura (7). Ecuaciones de caudal de salida de vertederos.

TIPO DE VERTEDERO	ECUACIÓN	NOTACIÓN
<p>Cresta libre no controlada</p> 	$Q = (C_d)(L)(H^{3/2})$	<p>Q = Caudal. C_d = Coeficiente de descarga. L = Longitud efectiva de la cresta. H = Cabeza total en la cresta, incluyendo cabeza de velocidad.</p>
<p>Cresta controlada con compuertas</p> 	$\frac{2}{3} \sqrt{2g}(C)(L)(H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$	<p>H₁ = Cabeza total con respecto al fondo de la abertura. H₂ = Cabeza total con respecto a la parte superior de la abertura. C = Coeficiente variable con la forma de compuertas y cresta.</p>
<p>Vertedero Morning glory</p> 	$Q = C_0(2\pi)(R_s)(H^{3/2})$	<p>C₀ = Coeficiente relacionado con H y R_s. R_s = Radio de la cresta circular. H = Cabeza total.</p>

Fuente: Hidrología aplicada, Ven te Chow



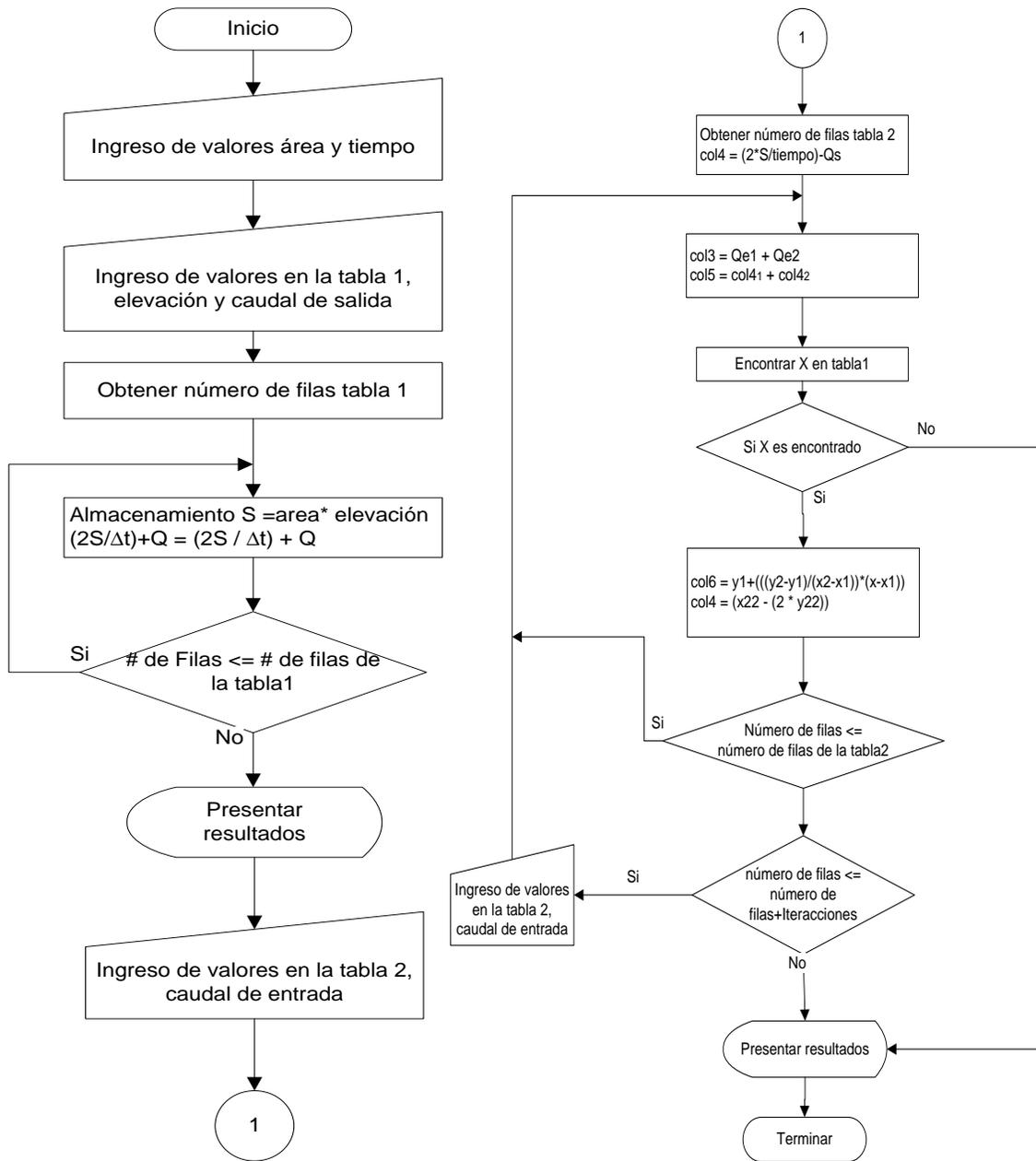
(a-1). Diagrama de flujo para la realización del programa Piscina Nivelada



Fuente: El autor



(a-2). Diagrama de flujo para la realización del programa Piscina Nivelada



Fuente: El autor



b). Método de tránsito mediante el modelo de la onda Cinemática

Sabiendo que una onda es la variación del flujo como un cambio de caudal o elevación del área del agua y la celeridad de onda es la velocidad con la cual esta variación se mueve a lo largo del canal.

La celeridad depende del tipo de onda que se considere y puede ser bien diferente a la velocidad del agua.

Para la onda cinemática los términos de aceleración y de presión en la ecuación de momentum son despreciables, luego el movimiento de la onda se describe principalmente por la ecuación de continuidad. El nombre cinemática es entonces aplicable, ya que cinemática se refiere al movimiento sin tener en cuenta la influencia de la masa y la fuerza (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. al, 1994).

Entonces este modelo se define con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Continuidad: } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (\text{Ec. 33})$$

$$\text{Momentum } S_0 = S_f \quad (\text{Ec. 34})$$

La ecuación de momentum también puede expresarse:

$$A = \alpha(Q^\beta) \quad (\text{Ec. 35})$$



Podemos ver que la ecuación de manning escrita con $S_o = S_f$ y $R=A/P$ es:

$$Q = \frac{S_o^{1/2}}{n} (R^{2/3})(S_o^{1/2}) \quad (\text{Ec. 36})$$

La cual puede resolverse para A como:

$$A = \left(\frac{n(P)}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5} Q^{3/5} \quad (\text{Ec. 37})$$

Luego $\alpha = \left[\frac{n(P^{2/3})}{\sqrt{S_o}} \right]^{0.6}$ y $\beta = 0.6$ en este caso.

La ecuación (33) contiene contiene dos variables dependientes, A y Q, pero A puede eliminarse diferenciando la ecuación (35)

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha(\beta)(Q^{\beta-1}) \left(\frac{\partial Q}{\partial t} \right) \quad (\text{Ec. 38})$$

Y sustituyendo para $\frac{\partial A}{\partial t}$ en la ecuación (33) para obtener

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \alpha(\beta)(Q^{\beta-1}) \left(\frac{\partial Q}{\partial t} \right) = q \quad (\text{Ec. 39})$$

Las ondas cinemáticas resultan de cambios en Q. Un incremento en el flujo, dQ puede escribirse como (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. Al, 1994).

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt \quad (\text{Ec. 40})$$



Dividiendo esta ecuación por dx y reordenando se llega a:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial t}{\partial x} \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{dQ}{dx} \quad (\text{Ec. 41})$$

Las ecuaciones [(39) y (41)] son idénticas si:

$$\frac{dQ}{dx} = q \quad (\text{Ec. 42})$$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{\alpha\beta Q^{\beta-1}} \quad (\text{Ec. 43})$$

Diferenciando la ecuación (33) y reordenando se llega a:

$$\frac{dQ}{dA} = \frac{1}{(\alpha)(\beta)(Q^{\beta-1})} \quad (\text{Ec. 44})$$

Y comparando la ecuación (43) con (44), puede verse que:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA} \quad (\text{Ec. 45})$$

$$c_k = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt} \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde c_k es la celeridad de onda cinemática (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. Al, 1994).

La celeridad de onda cinemática también puede expresarse en términos de la profundidad (y) como:

$$c_k = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} \quad (\text{Ec. 47})$$



Donde $dA = Bdy$.

Solución analítica de la onda cinemática

Donde caudal está expresado de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} (S_f^{1/2}) (A) (R^{2/3}) \quad (\text{Ec. 48})$$

$$Q = \frac{1}{n} S_o^{1/2} (By) y^{2/3} \quad (\text{Ec. 49})$$

El calado esta expresado con la siguiente ecuación (Chow et. al, 1994):

$$y = \left(\frac{nQ}{S_o^{1/2} B} \right)^{3/5} \quad (\text{Ec. 50})$$

Luego la velocidad del agua es:

$$V = \frac{Q}{By} \quad (\text{Ec. 51})$$

La ecuación de la celeridad de la onda cinemática c_k está dada por la ecuación:

$$c_k = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} \quad (\text{Ec. 52})$$

Sustituyendo

$$c_k = \left(\frac{1.49 S_o^{1/2}}{n} \right) \left(\frac{5}{3} \right) y^{2/3} \quad (\text{Ec. 53})$$

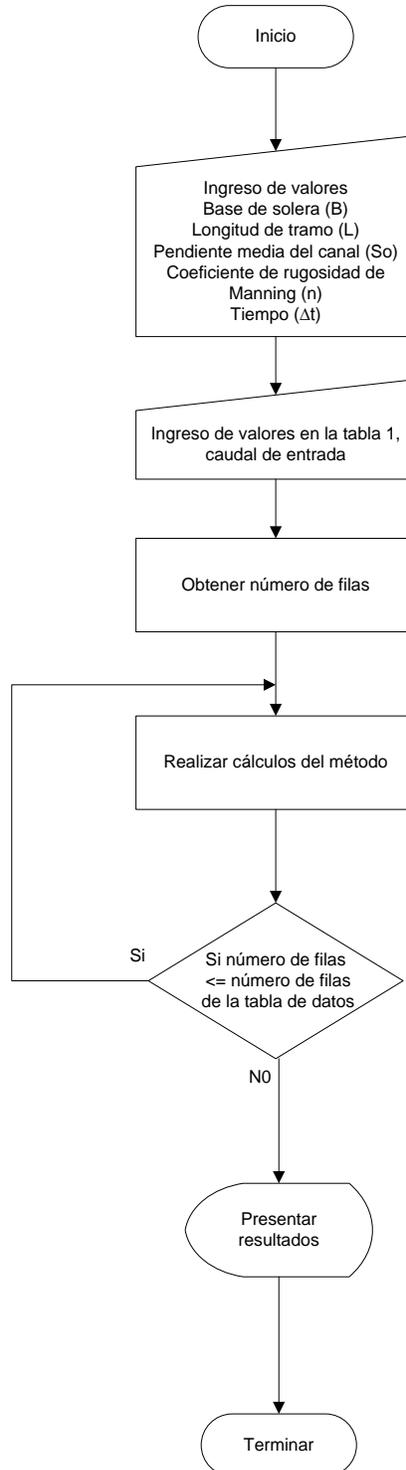
Para calcular el tiempo de tránsito se utiliza:

$$\frac{L}{c_k} \text{ en segundos} \quad \frac{L/c_k}{60} \text{ en minutos} \quad (\text{Ec. 54})$$

Para el tiempo de salida en minutos: $t(\text{salida}) = t(\text{entrada}) + \text{tiempo}(\text{tránsito})$



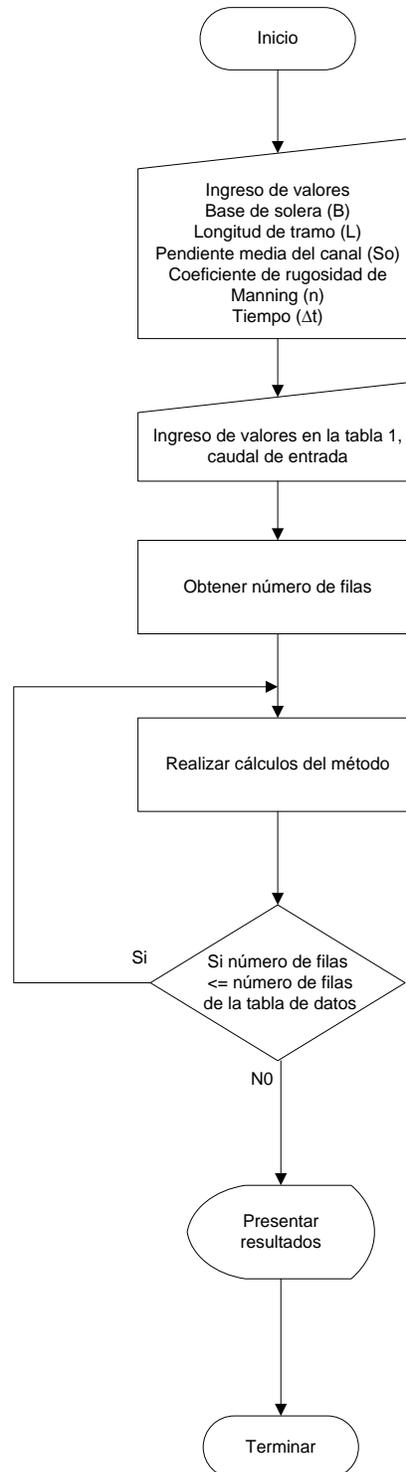
(b-1). Diagrama de flujo para la realización del programa Onda Cinemática.



Fuente: Del autor



(b-2). Diagrama de flujo para la realización del programa Onda Cinemática.



Fuente: Del autor



CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE RESULTADOS



El presente capítulo contiene un ejemplo de cálculo para todas las metodologías este nos permitirá hacer comparaciones entre el programa aquí realizado con otros similares y hojas de excel.

Los resultados nos permitirán comparar y con esto verificar y validar los resultados aquí ejemplificados.

3.1. MÉTODO DE MUSKINGUM

3.1.1. Pasos de cálculo para las estimaciones de X y K

1.- Los datos dados son el Δt , caudal de entrada (columna 2), caudal de salida (columna 3) y el usuario asumirá el valor de X (columnas 5, 6, 7, 8) que este caso debe cumplir esta condición $0 \leq X \leq 0.5$

2.- Luego calculamos el almacenamiento (columna 4) con la fórmula

$$S_2 = S_1 + \frac{\Delta t}{2} (Q_{e_2} + Q_{e_1} - Q_{s_2} - Q_{s_1})$$

3.- y con esto se calcula valores del flujo de ponderación (columnas 5, 6, 7, 8) con la siguiente expresión $XQ_e + (1 - X)Q_s$.

4.- Para la gráfica en el eje X van los valores del flujo de ponderación y en el eje de las Y van los valores de almacenamiento, en este caso serían cuatro (4) gráficas.

5.- Aquí asumiremos el valor de X que en las gráficas se asemejen más a una línea recta.



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

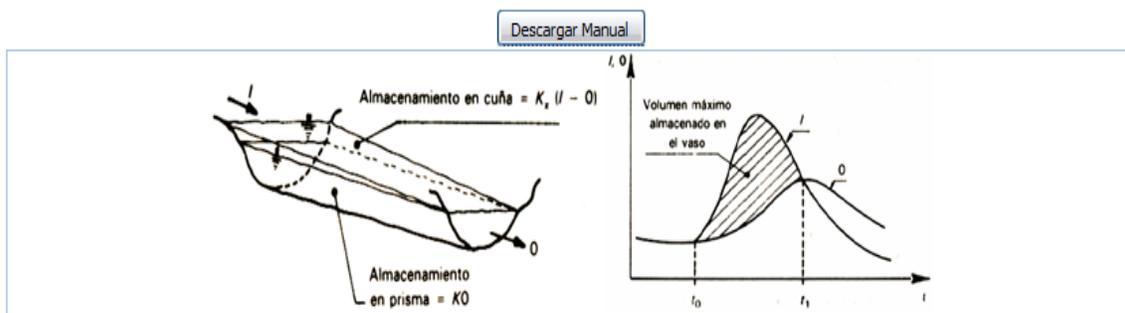
6.- Para calcular K usamos la siguiente expresión $K = \frac{S}{X}$, en este caso el volumen de almacenamiento (S) es el dato del volumen pico dividido para el valor de X asumido en su misma dirección.

3.1.2. Estimaciones de X y K

Con los datos conocidos de caudal de entrada y caudal de salida, Δt y los valores asumidos de X que son X=0, X=0.1, X=0.2, X=0.3, encontrar los valores de X y K

- Estimaciones X y K tránsito de avenidas - HydroVLab

Método de Muskingum



Estimaciones de K y X

Tránsito de avenida

Ingresar Delta t, asumir los valores de X e ingresar los caudales de entrada y salida en la tabla

[Importar desde archivo txt](#)

[EJEMPLO](#) [Exportar datos a Excel](#) [Nuevo Ejercicio](#) [Calcular](#) [Ver Graficas](#) [Ingresar Datos](#)

Caudal entrada (Qe) (m ³ /s) (1)	Caudal salida (Qs) (m ³ /s) (2)	Tiempo (días) (3)	Almacenamiento (S) (m ³ /s-d) (4)	X (5)	X (6)	X (7)	X (8)
		$\Delta t = 1$		0.1	0.2	0.3	0.4
352	352	0.00	0	0	0	0	0
587	382.7	1.00	102.15	403.13	423.56	443.99	464.42

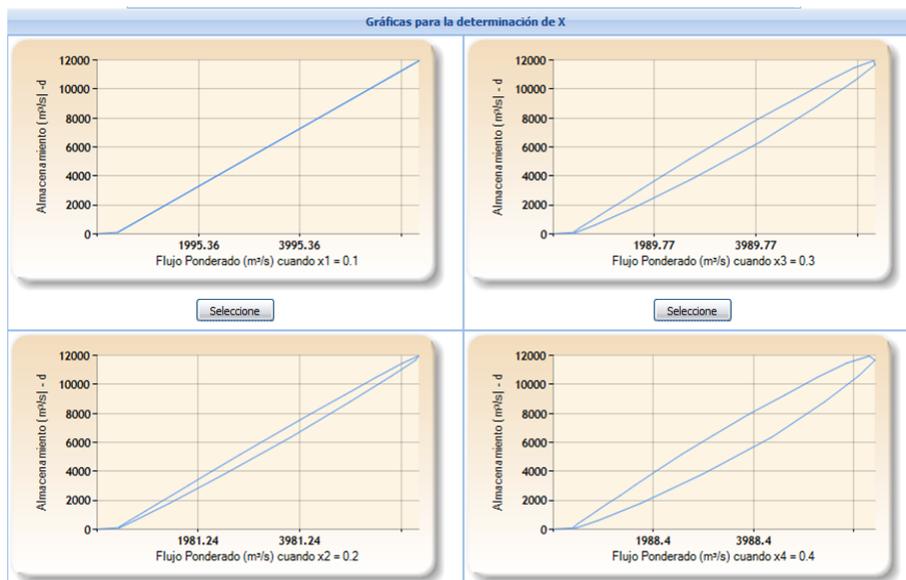
Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Continuación

352	352	0.00	0	0	0	0	0
587	382.7	1.00	102.15	403.13	423.56	443.99	464.42
1353	571.4	2.00	595.10	649.56	727.72	805.88	884.04
2725	1090.2	3.00	1803.30	1253.68	1417.16	1580.64	1744.12
4408.5	2020.6	4.00	3814.65	2259.39	2498.18	2736.97	2975.76
5987	3264.7	5.00	6369.75	3536.93	3809.16	4081.39	4353.62
6704	4541.8	6.00	8812.00	4758.02	4974.24	5190.46	5406.68
6951	5514.1	7.00	10611.55	5657.79	5801.48	5945.17	6088.86
6839	6124.2	8.00	11687.40	6195.68	6267.16	6338.64	6410.12
6207	6352.6	9.00	11972.00	6338.04	6323.48	6308.92	6294.36
5346	6177	10.00	11483.70	6093.90	6010.80	5927.70	5844.60
4560	5713.2	11.00	10491.60	5597.88	5482.56	5367.24	5251.92
3861.5	5120.7	12.00	9285.40	4994.78	4868.86	4742.94	4617.02
3007	4461.7	13.00	7928.45	4316.23	4170.76	4025.29	3879.82
2357.5	3744.5	14.00	6507.60	3605.80	3467.10	3328.40	3189.70
1779	3066	15.00	5170.60	2937.30	2808.60	2679.90	2551.20
1405	2457.7	16.00	4000.75	2352.43	2247.16	2141.89	2036.62
1123	1963.2	17.00	3054.30	1879.18	1795.16	1711.14	1627.12
952.5	1575.6	18.00	2322.65	1513.29	1450.98	1388.67	1326.36
730	1275.7	19.00	1738.25	1221.13	1166.56	1111.99	1057.42
605	1022.1	20.00	1256.85	980.39	938.68	896.97	855.26
514	828.9	21.00	890.85	797.41	765.92	734.43	702.94
422	680	22.00	604.40	654.20	628.40	602.60	576.80
352	558.7	23.00	372.05	538.03	517.36	496.69	476.02
352	468.8	24.00	210.30	457.12	445.44	433.76	422.08
352	418	25.00	118.90	411.40	404.80	398.20	391.60



Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Continuación

Valores de K	
K1 = 1.89	
K2 = 1.89	
K3 = 1.90	
K4 = 1.90	
En las gráficas se debe escoger la X que mas se asemeje a una recta para poder estimar el K	
Resultados	
X=(m ² /s) cuando x4 = 0.4	
K=1.90	

Fuente: El autor

- Estimaciones X y K, Víctor Ponce (<http://onlinecalc.sdsu.edu/>), Libro Engineering Hydrology, Principles and Practices, pag 277

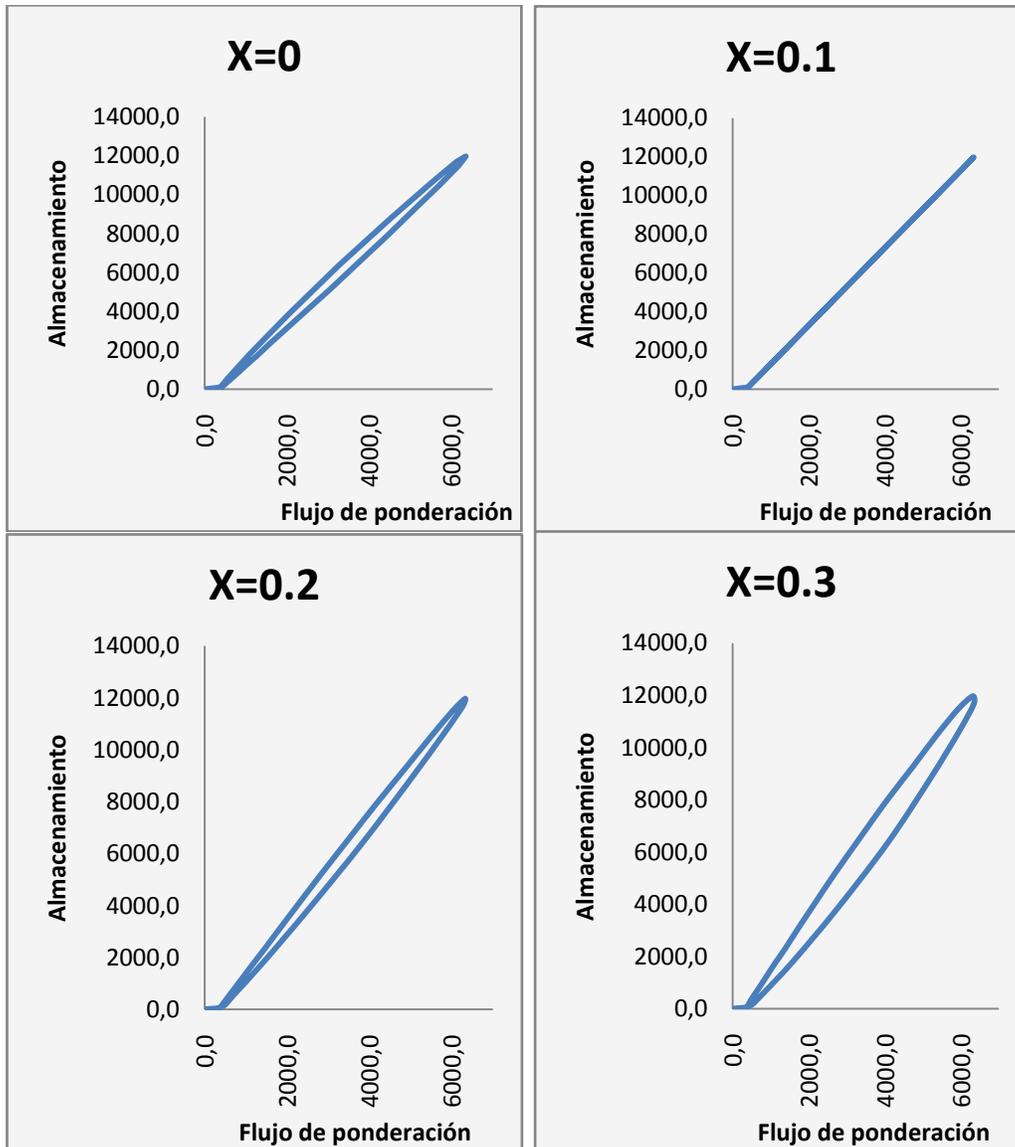
Tabla 1. Determinación de coeficientes X y K por Muskingum.

Tiempo $\Delta t = d$	Flujo de entrada (Q_e) (m ³ /s)	Flujo de salida (Q_s) (m ³ /s)	Almacenamiento (S) (m ³ /s)-día	Flujo de Ponderación (m ³ /s)			
				X = 0	X = 0.1	X = 0.2	X = 0.3
1	= Δt			D (b)	D (b)	D (b)	D (b)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0	352	352	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	587	382.7	102.2	3827	403.1	423.6	444.0
2	1353	571.4	595.1	571.4	649.6	727.7	805.9
3	2725	1090.2	1803.3	1090.2	1253.7	1417.2	1580.6
4	4408.5	2020.6	3814.7	2020.6	2259.4	2498.2	2737.0
5	5987	3264.7	6369.8	3264.7	3536.9	3809.2	4081.4
6	6704	4541.8	8812.0	4541.8	4758.0	4974.2	5190.5
7	6951	5514.1	10611.6	5514.1	5657.8	5801.5	5945.2
8	6839	6124.2	11687.4	6124.2	6195.7	6267.2	6338.6
9	6207	6352.6	11972.0	6352.6	6338.0	6323.5	6308.9
10	5346	6177	11483.7	6177.0	6093.9	6010.8	5927.7
11	4560	5713.2	10491.6	5713.2	5597.9	5482.6	5367.2
12	3861.5	5120.7	9285.4	5120.7	4994.8	4868.9	4742.9
13	3007	4461.7	7928.5	4461.7	4316.2	4170.8	4025.3
14	2357.5	3744.5	6507.6	3744.5	3605.8	3467.1	3328.4
15	1779	3066	5170.6	3066.0	2937.3	2808.6	2679.9
16	1405	2457.7	4000.8	2457.7	2352.4	2247.2	2141.9
17	1123	1963.2	3054.3	1963.2	1879.2	1795.2	1711.1
18	952.5	1575.6	2322.7	1575.6	1513.3	1451.0	1388.7
19	730	1275.7	1738.3	1275.7	1221.1	1166.6	1112.0
20	605	1022.1	1256.9	1022.1	980.4	938.7	897.0
21	514	828.9	890.9	828.9	797.4	765.9	734.4
22	422	680	604.4	680.0	654.2	628.4	602.6
23	352	558.7	372.1	558.7	538.0	517.4	496.7
24	352	468.8	210.3	468.8	457.1	445.4	433.8
25	352	418	118.9	418.0	411.4	404.8	398.2

Fuente: Adaptada de Ponce 1994, por el autor



Gráfica 1. Determinación de coeficientes X y K por Muskingum.



Fuente: Adaptada de Ponce 1994, por el autor

Parámetros X y K

$$X = 0.1$$

$$K = \frac{11972}{6338} = 1.89 \approx 2$$



3.1.3. Pasos de cálculo para el tránsito de avenida

1.- Los datos dados son el Δt , X , K y el caudal de entrada (columna 2).

2.- Luego calculamos los coeficientes con las siguientes expresiones:

$$C_0 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{2(1-X) + \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{2(1-X) + \frac{\Delta t}{K}}$$

$$C_2 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta t}{K}}{2(1-X) + \frac{\Delta t}{K}}$$

Donde: $C_0 + C_1 + C_2 = 1$

3.- Para calcular los flujos de ponderación (columnas 3, 4, 5) se utilizan las siguientes expresiones:

$$\mathbf{(3)} C_0 Q_{e2}, \mathbf{(4)} C_1 Q_{e1}, \mathbf{(5)} C_2 Q_{s1}$$

4.- Para calcular el caudal de salida (columna 6) se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_{s2} = C_0 Q_{e2} + C_1 Q_{e1} + C_2 Q_{s1}$$



5.- Para graficar se utiliza las columna 1 en el eje de las X y las columna 2 y 6 en el eje de las Y.

3.1.4. Tránsito de avenida Muskingum

Conociendo los datos de $K=2$, $X=0.1$, $\Delta t=1$ día, y los caudales de entrada, calcular los caudales de salida.

- [Programa Muskingum Tránsito de Avenidas – HydroVLab](#)

Datos de Entrada	Cálculos	
Factor de almacenamiento (k) (días): <input type="text" value="2"/>	CO (Coef. Descarga):	0.1304
	C1 (Coef. Descarga):	0.3043

Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Continuación

Factor de almacenamiento (k) (días):

Factor de ponderación para el almacenamiento (X):

Intervalo de tiempo (Δt) (días):

C0 (Coef. Descarga):	0.1304
C1 (Coef. Descarga):	0.3043
C2 (Coef. Descarga):	0.5652
C0 + C1 + C2 = 1:	1.00

Número de Iteraciones extras

Caudal de Entrada (Qe) (m3/s) (1)	Tiempo (días) (2)	C ₀ Qe ₂ (3)	C ₁ Qe ₁ (4)	C ₂ Qs ₁ (5)	Caudal de Salida (Qs) (m3/s) (6)
352	0.00	0	0	0	352
587	1.00	76.54	107.11	198.95	382.61
1353	2.00	176.43	178.62	216.25	571.31
2725	3.00	355.34	411.72	322.90	1089.96
4408	4.00	574.80	829.22	616.05	2020.07
5987	5.00	780.70	1341.35	1141.74	3263.8
6704	6.00	874.20	1821.84	1844.70	4540.75
6951	7.00	906.41	2040.03	2566.43	5512.87
6839	8.00	891.81	2115.19	3115.87	6122.87
6207	9.00	809.39	2081.11	3460.65	6351.15
5346	10.00	697.12	1888.79	3589.67	6175.58
4560	11.00	594.62	1626.79	3490.44	5711.85
3861	12.00	503.47	1387.61	3228.34	5119.42
3007	13.00	392.11	1174.90	2893.50	4460.51
2357.5	14.00	307.42	915.03	2521.08	3743.53
1779	15.00	231.98	717.39	2115.84	3065.21
1405	16.00	183.21	541.35	1732.46	2457.02
1123	17.00	146.44	427.54	1388.71	1962.69
952.5	18.00	124.21	341.73	1109.31	1575.25
730	19.00	95.19	289.85	890.33	1275.37
605	20.00	78.89	222.14	720.84	1021.87
514	21.00	67.03	184.10	577.56	828.69
422	22.00	55.03	156.41	468.38	679.81
352	23.00	45.90	128.41	384.23	558.54
352	24.00	45.90	107.11	315.69	468.7
352	25.00	45.90	107.11	264.91	417.92
352	26.00	45.90	107.11	236.21	389.22
352	27.00	45.90	107.11	219.99	373
352	28.00	45.90	107.11	210.82	363.83

Fuente: El autor



- Programa Muskingum Víctor Ponce(<http://onlinecalc.sdsu.edu/>)

SAMPLE INPUT DATA:

Time interval Δt (hr): 24

Storage constant K (hr): 48

Weighting factor X : 0.1

Number of inflow hydrograph ordinates n: 24

Inflow hydrograph ordinates Q_i :

352,587,1353,2725,4408.5,5987,6704,6951,6839,6207,5346,4560,3861.5,3007,2357.5,1779,1405,1123,952.5,730,605,514,422,352

SAMPLE OUTPUT:

Ratio $\Delta t/K = 0.5$

Time interval	Time (hr)	Time (days)	Inflow	C_0I_2	C_1I_1	C_2O_1	Outflow
0	0	0	352	-	-	-	352
1	24	1	587	76.565	107.13	198.957	382.652
2	48	2	1353	176.478	178.652	216.282	571.412
3	72	3	2725	355.435	411.783	322.972	1090.189

4	96	4	4408.5	575.022	829.348	616.194	2020.564
5	120	5	5987	780.913	1341.717	1142.058	3264.688
6	144	6	6704	874.435	1822.13	1845.259	4541.824
7	168	7	6951	906.652	2040.348	2567.118	5514.118
8	192	8	6839	892.043	2115.522	3116.675	6124.24
9	216	9	6207	809.609	2081.435	3461.527	6352.571
10	240	10	5346	697.304	1889.087	3590.583	6176.975
11	264	11	4560	594.783	1627.043	3491.334	5713.16
12	288	12	3861.5	503.674	1387.826	3229.177	5120.677
13	312	13	3007	392.217	1175.239	2894.296	4461.752
14	336	14	2357.5	307.5	915.174	2521.86	3744.534
15	360	15	1779	232.043	717.5	2116.476	3066.019
16	384	16	1405	183.261	541.435	1732.967	2457.663
17	408	17	1123	146.478	427.609	1389.114	1963.201
18	432	18	952.5	124.239	341.783	1109.635	1575.657
19	456	19	730	95.217	289.891	890.589	1275.697
20	480	20	605	78.913	222.174	721.046	1022.133
21	504	21	514	67.043	184.13	577.728	828.901

Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Continuación

22	528	22	422	55.043	156.435	468.51	679.988
23	552	23	352	45.913	128.435	384.341	558.689
24	576	24	352	45.913	107.13	315.781	468.824
25	600	25	352	45.913	107.13	264.988	418.031
26	624	26	352	45.913	107.13	236.278	389.322
27	648	27	352	45.913	107.13	220.051	373.095
28	672	28	352	45.913	107.13	210.88	363.923
29	696	29	352	45.913	107.13	205.696	358.739
30	720	30	352	45.913	107.13	202.766	355.809
31	744	31	352	45.913	107.13	201.11	354.153
32	768	32	352	45.913	107.13	200.173	353.217
33	792	33	352	45.913	107.13	199.644	352.688

Thank you for running onlinerouting04. Please call again. [070423]

Fuente: <http://onlinecalc.sdsu.edu/>

3.2. MÉTODO DE MUSKINGUM – CUNGE

3.2.1. Pasos de cálculo para el tránsito de Muskingum - Cunge

1.- Los datos dados son el caudal máximo (Q_p), caudal base (Q_b), pendiente media (S_o), área del cauce (A_p), ancho del cauce (T_p), β , longitud del tramo (X), intervalo de tiempo (Δt) y el caudal de entrada (Q_e) (columna 2).

2.- Realizamos los siguientes cálculos previos:

- Velocidad: $V = \frac{Q_p}{A_p}$

- Celeridad: $c = \beta V$

$$q_0 = \frac{Q_p}{T_p}$$



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

- Número de Courant: $C = c \frac{\Delta t}{\Delta x}$

- Número de Reynolds. $D = \frac{q_0}{S_0 c \Delta x}$

- Coeficiente (X): $X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q_0}{S_0 c \Delta x} \right)$

- Coeficiente (K): $K = \frac{\Delta x}{c}$

- Coeficientes C_0 , C_1 y C_2 respectivamente:

$$C_0 = \frac{-1 + C + D}{1 + C + D} ,$$

$$C_1 = \frac{1 + C - D}{1 + C + D} ,$$

$$C_2 = \frac{1 - C + D}{1 + C + D}$$

3.- Realizamos los siguientes cálculos de las columnas (3,4 y 5) con las expresiones respectivamente:

$$(3) C_0 Q e_2, (4) C_1 Q e_1, (5) C_2 Q S_1$$

4.- Para calcular el caudal de salida se calcula:

$$Q_s = C_0 Q e_2 + C_1 Q e_1 + C_2 Q S_1$$

5.- Para graficar se utiliza la columna 1 en el eje X y las columnas 2 y 6 en el eje Y



3.2.2. Tránsito de avenida Muskingum - Cunge

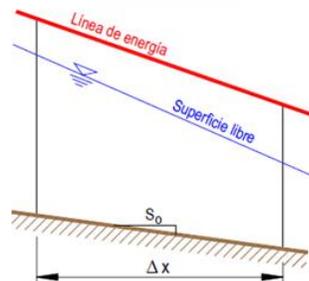
Sabiendo que el caudal máximo Caudal Máximo (Q_p), (m^3/s) = 1000; Caudal Base (Q_b), (m^3/s) = 0; Pendiente media (S_o), (m/m) = 0.000868; Área del cauce (A_p), (m^2) = 400; Ancho del cauce (T_p), (m) = 100; $\beta = 1.6$; Longitud del tramo (C), (m) = 14400; Intervalo de tiempo (Δt), (horas) = 1

- Tránsito de Avenidas Muskingum-Cunge - HydroVLab



Método de Muskingum - Cunge

[Descargar Manual](#)



Datos de Entrada		Cálculos	
Caudal Máximo (Q_p), (m^3/s):	<input type="text" value="1000"/>	Velocidad (V), (m/s):	<input type="text" value="2.5"/>
Caudal Base (Q_b), (m^3/s):	<input type="text" value="0"/>	Celeridad (c), (m/s):	<input type="text" value="4"/>

Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Continuación

Pendiente media (So), (m/m):	0.000868	Flujo por unidad de ancho (qo), (m ² /s):	10
Área del cauce (Ap), (m ²):	400	Número de Courant(C) 0.5 < C < 2:	1
Ancho del cauce (Tp), (m):	100	Número de Reynolds(D):	0.2
β:	1.6	X (coeficiente):	0.4
Longitud del tramo (C), (km):	14.4 metros 14400	k (coeficiente):	14.4
Intervalo de tiempo (Dt), (horas):	1 3600 seg	C0 (Coef. Descarga):	0.091
		C1 (Coef. Descarga):	0.818
		C2 (Coef. Descarga):	0.091
		C0 + C1 + C2 = 1:	1

Importar desde archivo txt

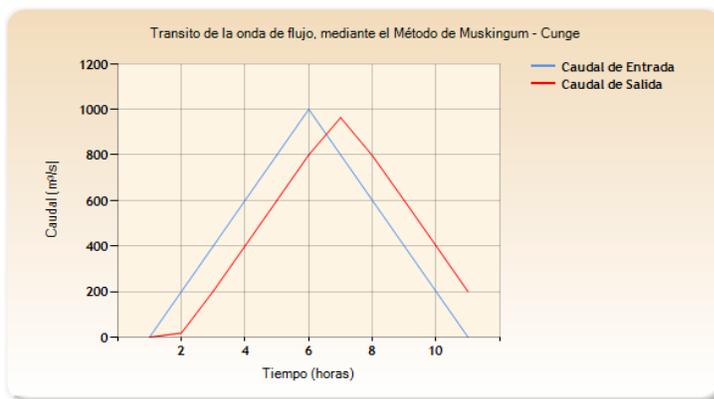
Número de Iteraciones extras

EJEMPLO Exportar datos a Excel

Nuevo Ejercicio Calcular Ver Graficas Ingresar Dato

Caudal de entrada (Qe) (m ³ /s) (1)	Tiempo (horas) (2)	C ₀ Qe ₂ (3)	C ₁ Qe ₁ (4)	C ₂ Qs ₁ (5)	Caudal de salida (Qs) (m ³ /s) (6)
0	0.00	0	0	0	0.00
200	1.00	18.18	0.00	0.00	18.18
400	2.00	36.37	163.63	1.65	201.65
600	3.00	54.55	327.27	18.33	400.15
800	4.00	72.73	490.90	36.38	600.01
1000	5.00	90.91	654.54	54.55	800.00
800	6.00	72.73	818.17	72.73	963.63
600	7.00	54.55	654.54	87.61	796.69

600	7.00	54.55	654.54	87.61	796.69
400	8.00	36.37	490.90	72.43	599.70
200	9.00	18.18	327.27	54.52	399.97
0	10.00	0.00	163.63	36.36	200.00



Fuente: El autor



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

- Tránsito de Avenidas Muskingum-Cunge - Victor Ponce
(<http://onlinecalc.sdsu.edu/>).

SAMPLE INPUT DATA:

Peak discharge Q_p (m³/s): 1000 Peak flow area A_p (m²): 400 Peak top width T_p (m): 100

Time interval Δt (hr): 1 Reach length Δx (km): 14.4 Rating exponent β : 1.6

Bottom slope S_o (m/m): 0.000868 Number of inflow hydrograph ordinates n : 11

Inflow hydrograph ordinates Q_i : 0, 200,400,600,800,1000,800,600,400,200,0

SAMPLE OUTPUT:

Time interval	Time (hr)	Time (days)	Inflow (m ³ /s)	$C_0/2$	$C_1/1$	$C_2/0_1$	Outflow (m ³ /s)
0	0	0	0	-	-	-	0
1	1	0.042	200	18.183	0	0	18.183
2	2	0.083	400	36.366	163.634	1.653	201.653
3	3	0.125	600	54.549	327.268	18.333	400.15
4	4	0.167	800	72.732	490.903	36.379	600.014
5	5	0.208	1000	90.914	654.537	54.550	800.001
6	6	0.250	800	72.732	818.171	72.732	963.634
7	7	0.292	600	54.549	654.537	87.608	796.694
8	8	0.333	400	36.366	490.903	72.431	599.699
9	9	0.375	200	18.183	327.268	54.521	399.973
10	10	0.417	0	0	163.634	36.363	199.998
11	11	0.458	0	0	0	18.183	18.183
12	12	0.500	0	0	0	1.653	1.653
13	13	0.542	0	0	0	0.150	0.150
14	14	0.583	0	0	0	0.014	0.014
15	15	0.625	0	0	0	0.001	0.001
16	16	0.667	0	0	0	0	0
17	17	0.708	0	0	0	0	0
18	18	0.75	0	0	0	0	0
19	19	0.792	0	0	0	0	0
20	20	0.833	0	0	0	0	0

Fuente: El autor

3.3. MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA POR MEDIO DE SOLUCIÓN ANALÍTICA.

3.3.1. Pasos de cálculo para el tránsito de la onda cinemática



1.- Los datos dados son ancho del cauce (B), longitud del tramo (L), intervalo de tiempo (Δt), pendiente (S_o), Coeficiente de rugosidad de manning (n) y el caudal de entrada (Q_e) (columna 2).

2.- Para el cálculo del calado (columna 3) se utiliza la siguiente fórmula:

$$y = \left(\frac{nQ}{S_o^{1/2} B} \right)^{3/5}$$

3.- Para calcular la celeridad (columna 4) se utiliza:

$$c_k = \left(\frac{S_o^{1/2}}{n} \right) \left(\frac{5}{3} \right) y^{2/3}$$

4.- Para calcular el tiempo de tránsito en segundos (columna 5 y 6) se utiliza:

$$t_{t(seg)} = \frac{L}{c_k}$$

$$t_{t(min)} = \frac{t_{t(seg)}}{60}$$

5.- Para calcular el tiempo de salida (columna 7) (min):

$$ts(min) = te(min) + t_t(min)$$

3.3.2. Tránsito de avenida por medio de la Onda Cinemática por medio de la solución analítica

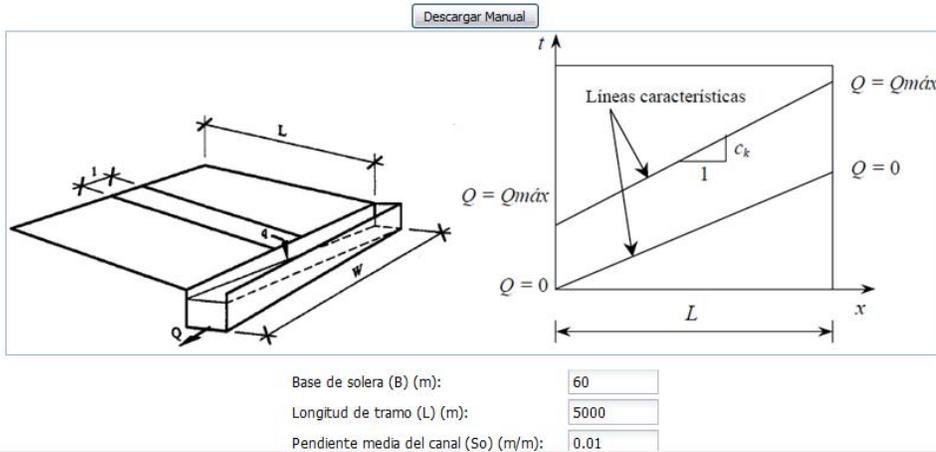


Un canal rectangular de 200 metros de ancho tiene 15000 metros de longitud, una pendiente del 1% y un coeficiente de rugosidad de manning $n=0,035$. El hidrograma de entrada al canal está dado en las columnas (1) y (2) de la tabla (4). Calcule el hidrograma de salida utilizando la solución analítica de las ecuaciones de la onda cinemática

- Tránsito de Avenidas de la onda cinemática por medio de la solución analítica – HydroVLab



Método Onda Cinemática



Sigue



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

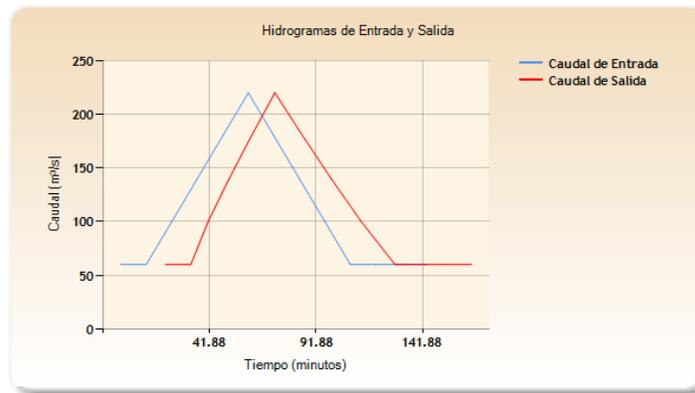
Continuación

Coefficiente de rugosidad de manning (n):
Tiempo (Δt) (min):

[Importar desde archivo txt](#)

[EJEMPLO](#) [Exportar datos a Excel](#) [Nuevo Ejercicio](#) [Calcular](#) [Ver Graficas](#) [Ingresar Dato](#)

Caudal de Entrada (Qe) (m ³ /s) (1)	Tiempo t (min) (2)	y Calado (m) (3)	Celeridad (m/s) (4)	Tiempo de Tránsito (seg) (5)	Tiempo de Tránsito (min) (6)	Tiempo de Salida (min) (7)
60	0	0.42	3.97	1257.91	20.97	20.97
60	12	0.42	3.97	1257.91	20.97	32.97
100	24	0.57	4.88	1025.44	17.09	41.09
140	36	0.70	5.58	896.31	14.94	50.94
180	48	0.81	6.17	810.59	13.51	61.51
220	60	0.91	6.68	748.07	12.47	72.47
180	72	0.81	6.17	810.59	13.51	85.51
140	84	0.70	5.58	896.31	14.94	98.94
100	96	0.57	4.88	1025.44	17.09	113.09
60	108	0.42	3.97	1257.91	20.97	128.97
60	120	0.42	3.97	1257.91	20.97	140.97
60	132	0.42	3.97	1257.91	20.97	152.97
60	144	0.42	3.97	1257.91	20.97	164.97



Fuente: El autor



IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)

Tránsito de Avenidas de la onda cinemática por medio de la solución analítica –(Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. Al, 1994), pag. 300.

Datos						
ancho =	60					
longitud =	5000					
pendiente =	0.01					
manning =	0.035					
Tiempo de entrada (min)	caudal	y	Celeridad (m/seg)	Tiempo de transito (seg)	Tiempo de transito (min)	Tiempo de salida (min)
0	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	20.97
12	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	32.97
24	100	0.57	4.88	1025.44	17.09	41.09
36	140	0.70	5.58	896.31	14.94	50.94
48	180	0.81	6.17	810.59	13.51	61.51
60	220	0.91	6.68	748.07	12.47	72.47
72	180	0.81	6.17	810.59	13.51	85.51
84	140	0.70	5.58	896.31	14.94	98.94
96	100	0.57	4.88	1025.44	17.09	113.09
108	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	128.97
120	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	140.97
132	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	152.97
144	60	0.42	3.97	1257.91	20.97	164.97

Fuente: Hidrología aplicada, Ven Te Chow, 1994

3.4. MÉTODO DE LA PISCINA NIVELADA

3.4.1. Pasos para calcular el método de tránsito de la piscina nivelada

- Los datos dados son el área horizontal, Δt , la elevación (H).

Para la tabla (1)

1.- La columna (1) es dato dado.



2.- La columna (2) es dato dado.

3.- La columna (3) se calcula utilizando la fórmula $V = AxH$

4.- La columna (4) se calcula utilizando la siguiente fórmula

$$\left(\frac{2S}{\Delta t}\right) + Q_s$$

Para la tabla (2)

1.- La columna (1) es dato dado.

2.- La columna (2) es dato dado.

3.- La columna (3) es dato dado.

4.- La columna (4) se calcula con la siguiente fórmula $Q_{e_j} + Q_{e_{j+1}}$

5.- La columna (5) se calcula tomando en cuenta que $S_1 = Q_{e_1} = 0$ debido a que el embalse esta inicialmente vacío por lo tanto

$$\left(\frac{2S_1}{\Delta t}\right) - Q_s = 0.$$

6.- La columna (6) se calcula utilizando la ecuación

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_{s_2}\right) = \left(Q_{e_1} + Q_{e_2}\right) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_{s_1}\right)$$

7.- La columna (7) se calcula tomando en cuenta que $Q_{e_{j+1}}$, se

encuentra por interpolación lineal dando $\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{s_{j+1}}\right)$. Si existe

un par de variables (x, y) con pares de valores conocidos (x_1, y_1) y



(x_2, y_2) , entonces el valor interpolado de (y) corresponde a un valor dado de X en el rango $(x_1 \leq x \leq x_2)$ es $y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}(x - x_1)$

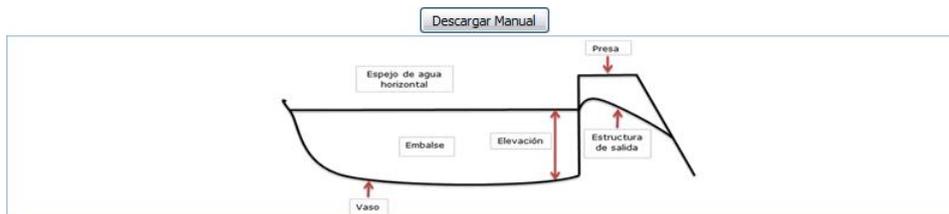
3.4.2. Tránsito de avenida por medio de la Piscina Nivelada

Como datos tenemos que: el $\Delta t = 600$ seg y área del espejo de agua = 43560 m².

Tránsito de avenidas por la piscina nivelada – HydroVLab



Método de Piscina Nivelada



Área del espejo de agua (m²): Tiempo (Δt)(min): Tiempo (Δt) (seg):

Tabla 1			
Elevación Columna1 (m) (1)	Caudal de salida Qs (m ³ /s) (2)	Almacenamiento Columna3 (m ³) (3)	(2S/ Δt)+Q (m ³ /s) (4)

Sigue



Continuación

0	0	0.00	0.00
0.5	3	21780.00	75.60
1	8	43560.00	153.20
1.5	17	65340.00	234.80
2	30	87120.00	320.40
2.5	43	108900.00	406.00
3	60	130680.00	495.60
3.5	78	152460.00	586.20
4	97	174240.00	677.80
4.5	117	196020.00	770.40
5	137	217800.00	863.00
5.5	156	239580.00	954.60
6	173	261360.00	1044.20
6.5	190	283140.00	1133.80
7	205	304920.00	1221.40
7.5	218	326700.00	1307.00
8	231	348480.00	1392.60
8.5	242	370260.00	1476.20
9	253	392040.00	1559.80
9.5	264	413820.00	1643.40
10	275	435600.00	1727.00

Gráfico del Resultado



Fuente: El autor

Tránsito de Avenidas por la Piscina Nivelada, (Hidrología aplicada, Ven Te Chow et. Al, 1994).pag 256.

IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)



Importar desde archivo txt

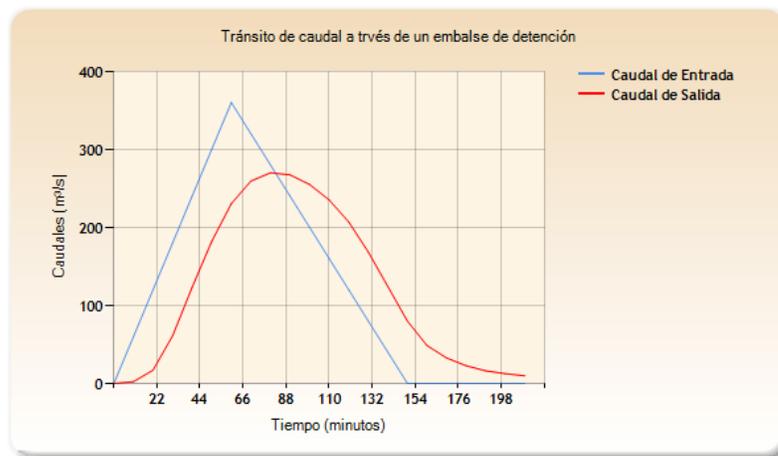
6 Número de Iteraciones extras

Tabla 2

Exportar datos a Excel Calcular Ver Graficas Ingresar Dato

Caudal de Entrada (Qe) (m ³ /s) (1)	Tiempo (min) (2)	$I_j + I_{j+1}$ (m ³ /s) (3)	$(2S_j/t\Delta) - Q_j$ (m ³ /s) (4)	$(2S_{j+1}/t\Delta) - Q_{j+1}$ (m ³ /s) (5)	Caudal de Salida (Qs) (m ³ /s) (6)
0	0	0	0.00	0	0
60	10	60.0	55.24	60.00	2.38
120	20	180.0	201.10	235.24	17.07
180	30	300.0	378.92	501.10	61.09
240	40	420.0	552.60	798.92	123.16
300	50	540.0	728.24	1092.60	182.18
360	60	660.0	927.56	1388.24	230.34
320	70	680.0	1089.00	1607.56	259.28
280	80	600.0	1149.00	1689.00	270.00
240	90	520.0	1134.26	1669.00	267.37
200	100	440.0	1064.46	1574.26	254.90
160	110	360.0	954.08	1424.46	235.19
120	120	280.0	820.22	1234.08	206.93
80	130	200.0	683.32	1020.22	168.45
40	140	120.0	555.10	803.32	124.11
0	150	40.0	435.40	595.10	79.85
0	160	0.0	338.24	435.40	48.58
0	170	0.0	272.82	338.24	32.71
0	180	0.0	227.28	272.82	22.77
0	190	0.0	194.94	227.28	16.17
0	200	0.0	169.74	194.94	12.60
0	210	0.0	150.10	169.74	9.82

Gráfico del Resultado



Fuente: El autor

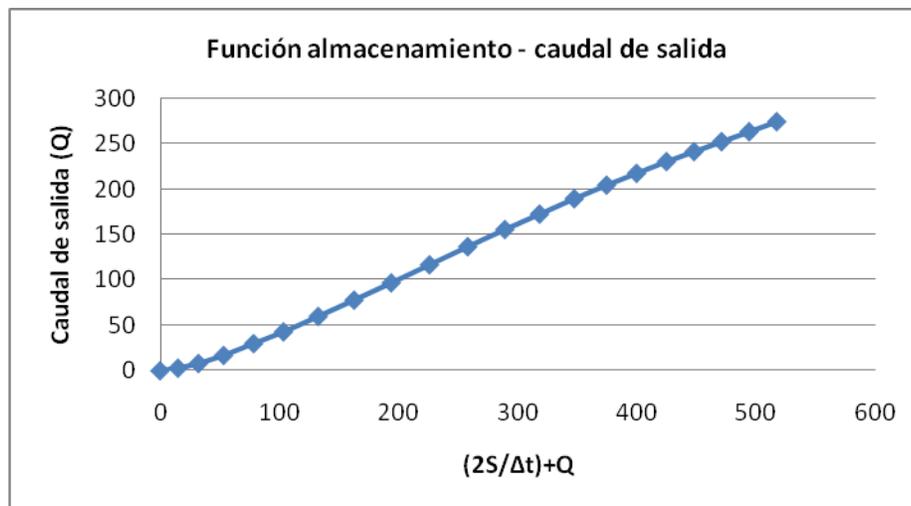
Internet | Modo protegido: desactivado



Tabla 5.- Desarrollo de la función almacenamiento-caudal de salida para un embalse de detención

1 ELEVACIÓN (H) (m)	2 CAUDAL (Qs) (m ³ /s)	3 ALMACENAMIENTO (S) (Qs) (m ³ /s)	4 (2S/ΔT)*+Qs (m ³ /s)
0	0	0	0
0.5	3	21780	76
1	8	43560	153
1.5	17	65340	235
2	30	87120	320
2.5	43	108900	406
3	60	130680	496
3.5	78	152460	586
4	97	174240	678
4.5	117	196020	770
5	137	217800	863
5.5	156	239580	955
6	173	261360	1044
6.5	190	283140	1134
7	205	304920	1221
7.5	218	326700	1307
8	231	348480	1393
8.5	242	370260	1476
9	253	392040	1560
9.5	264	413820	1643
10	275	435600	1727

Fuente: Adaptada de Chow 1992, por el autor



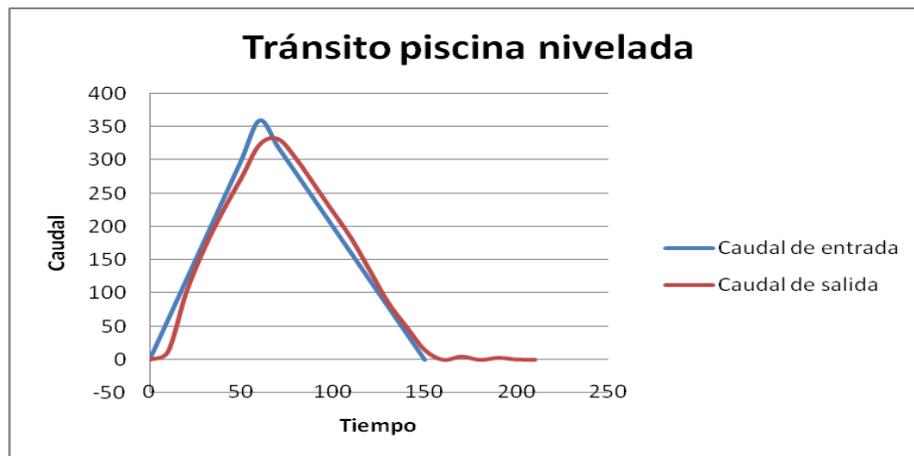
Gráfica 4. Función almacenamiento – caudal de salida.

Fuente: Adaptada de Chow 1994, por el autor



1 Tiempo (min)	2 Caudal de Entrada (Qs) (m ³ /s)	3 I _j +I _{j+1} (m ³ /s)	4 (2S _j /Δt) - Q _j (m ³ /s)	5 (2S _{j+1} /Δt) + Q _{j+1} (m ³ /s)	6 Caudal de Salida (Qs) (m ³ /s)
0	0	----	0,0	---	0.0
10	60	60	55.2	60.0	2.4
20	120	180	201.1	235.2	17.1
30	180	300	378.9	501.1	61.1
40	240	420	552.6	798.9	123.2
50	300	540	728.2	1092.6	182.2
60	360	660	927.6	1388.2	230.3
70	320	680	1089.0	1607.6	259.3
80	280	600	1149.0	1689.0	270.0
90	240	520	1134.3	1669.0	267.4
100	200	440	1064.5	1574.3	254.9
110	160	360	954.1	1424.5	235.2
120	120	280	820.2	1234.1	206.9
130	80	200	683.3	1020.2	168.5
140	40	120	555.1	803.3	124.1
150	0	40	435.4	595.1	79.8
160		0	338.2	435.4	48.6
170			272.8	338.2	32.7
180			227.3	272.8	22.8
190			194.9	227.3	16.2
200			169.7	194.9	12.6
210			150.1	169.7	9.8

Tabla 6. Tránsito de caudal por piscina nivelada.
Fuente: Adaptada de Chow 1994, por el autor



Gráfica 6. Tránsito por piscina nivelada.
Fuente: Adaptada de Chow 1994, por el autor



Los programas tránsito de avenidas (Muskingum, Muskingum – Cunge, Piscina Nivelada, Onda Cinemática) en HydroVLab tienen una gran ventaja debido a que aparte de que pueden ser visualizados en cualquier parte del planeta vía Internet son totalmente gratuitos.

La comparación de los resultados obtenidos con el HydroVLab y ejemplos de la literatura y sitios Web similares, permitió comprobar una correspondencia en la exactitud de los resultados del 100%, lo que valida la implementación informática de las herramientas desarrolladas.

Estos programas a parte de haber sido programados en visual studio.net 2008 juegan un papel importante al realizar los cálculos ya que estos son programas dinámicos e interactivos, podemos nombrar las siguientes ventajas:

- Se ha implementado el cálculo de los factores K y X en el método Muskingum que no se encuentran en sitios similares.
- En el método Muskingum para encontrar los parámetros X y K los gráficos son dinámicos ya que el usuario puede escoger la gráfica para el cálculo de X y K requerido.
- Tiene los manuales de uso explicados paso a paso para descargarlos y tener un conocimiento profundo del manejo de los mismos.
- Poseen un ejemplo explicativo para usuarios que participan por primera vez en la utilización del programa.



- Posee un botón de ingreso de datos, con formato .txt., que facilita su ingreso al existir gran cantidad de datos de ingreso.
- Con su botón de exportar los datos a Excel permite llevar los cálculos realizados en este programa a una hoja para su uso pertinente.
- El botón nuevo ejercicio facilita el ingreso de nuevos datos para no tener que estar entrando nuevamente a la página.
- Dentro de la tabla se puede cambiar los datos ingresados en caso de error de ingreso del mismo, limitándose solo a eso ya que los datos calculados quedan estáticos por seguridad del cálculo.
- Tiene botón de mostrar gráficas.
- En caso de ser necesario existe un botón para realizar más iteraciones de las estipuladas para una mayor precisión en el cálculo y que el gráfico salga más preciso.
- Tiene una viñeta indicativa que muestra cuando y cual dato se cambio y este es re calculado y los valores que afecta este cambio.
- Tienen avisos de error cuando no han sido ingresados datos obligatorios y necesarios.



- Permiten al usuario que inicia en el estudio del tránsito hidrológico irse guiando debido a que tiene debidamente programadas las condiciones con sus avisos de error o condicionantes respectivos. Las leyendas, los conceptos y las unidades están previamente establecidas.



CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CONCLUSIONES DE OBJETIVOS

- La implementación de metodologías para el cálculo de tránsito de avenidas se la realizó con el programa VisualStudio.Net 2008, para que esta herramienta pueda ser utilizada en el entorno web y específicamente en el laboratorio virtual de hidrología (HydroVLab)
- Al haber utilizado algunos textos guías de hidrología, hidráulica, papers, programas en web y páginas web se pudo entender los fundamentos teóricos básicos para la realización de la presente investigación.
- Se implementó dos métodos de tránsito a través de cauces entre los cuales están los métodos de Muskingum y muskingum-Cunge.
- Se implementó dos métodos de tránsito a través de embalses los cuales son el de piscina nivelada y el de onda cinemática por medio de la solución analítica.
- La comparación de los resultados obtenidos con el HydroVLab y ejemplos de la literatura y sitios Web similares, permitió comprobar una correspondencia en la exactitud de los resultados del 100%, lo que valida la implementación informática de las herramientas desarrolladas.



- Pudimos comprobar que VisualStudio.net 2008 es compatible con el sistema DotNetNuke® versión 5.0.
- Es importante recalcar que la presente investigación y desarrollo del software está dividida en lo que son, tránsito de avenidas por cauces y tránsito de avenidas en vasos esto permite tener un mayor alcance en lo que es el estudio mismo del tránsito de avenidas.

CONCLUSIONES GENERALES

- Este es un software dinámico que permite al usuario interactuar con las herramientas y datos de cálculo para obtener diferentes resultados y poder compararlos entre sí.
- Al ser realizado en la última versión de visualstudio.net tiene las aplicaciones más actuales las que permitirán una actualización más efectiva en un futuro.
- Es un software de uso libre y gratuito que puede ser usado dentro de la página del laboratorio virtual de hidrología HydroVLab.



RECOMENDACIONES.

- Para otras investigaciones similares revisar el software y si el caso lo amerita actualizar las aplicaciones existentes.
- Para que visualstudio.net 2008 sea compatible con el sistema DotNetNuke® versión 5.0 fue necesario actualizar el servidor con las aplicaciones necesarias, debido a que visualstudio.net 2008 tiene aplicaciones más actualizadas.
- Para un manejo óptimo del programa es necesario leer el manual que se encuentra dentro del programa en el software.



BIBLIOGRAFÍA

- APARICIO MIJARES, FRANCISCO JAVIER, Fundamentos de hidrología, editorial Imusa, 2001.
- CHAVARRI VELARDE, EDUARDO A. Curso: Métodos de Análisis en Recursos Hídricos.
- López Tandazo, Napoleón ,guía técnico metodológica, manejo concertado de vertientes, imprenta cosmos, 2003
- MONSALVE SÁENZ, GERMÁN, Hidrología en la Ingeniería, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2ª edición, 1995.
- NANÍA, LEONARDO S. Clase: método de Transformación lluvia – escorrentía y de propagación de caudales.
- VEN TE CHOW, Hidrología Aplicada, editorial. McGraw-Hill Interamericana S. A, 1994.

Bibliografía Internet

- Ayuso Muñoz, José Luis, circulación de flujos, monografía.
http://www.uco.es/grupos/agr-127/publicaciones/docs/Circulacion_de_Flujos.pdf; año de consulta 2009, estado activo



- Corporación universitaria de investigaciones atmosféricas.
<http://www.meted.ucar.edu/> ; año de consulta 2009, estado activo.
- Miliarium, ingeniería civil y medio ambiente, ciclo hidrológico del agua.
http://www.miliarium.com/Monografias/PHN/Ciclo_hidrologico.asp; año de consulta 2009, estado activo
- PONCE, VICTOR MIGUEL Engineering Hydrology, Principles and Practices, editorial Prentice Hall Englewood Cliffs, N. J, 1994.
(1).- <http://onlinecalc.sdsu.edu/> ; año de consulta 2009, estado activo
(2).- http://all.sdsu.edu/online_routing.php ; año de consulta 2009, estado activo
- Propagación de crecidas en ríos y embalses, guía de trabajo práctico.
<http://ing.unne.edu.ar/pub/hidro8.pdf> ; año de consulta 2009, estado activo.
- Saravia Aramayo Roger Gustavo, Método directo para el tránsito de avenidas en embalses, 2002.



<http://www.scribd.com/doc/14897115/Metodo-Directo-para-el-Transito-de-Avenidas-en-Embalses>; año de consulta 2009, estado activo.

- Tránsito de Hidrogramas, conceptos básicos.

http://web.usal.es/~javisan/hidro/temas/Transito_Hidrogramas.pdf ; año de consulta 2009, estado activo

- Universidad de las Américas Puebla, tránsito de avenidas por vasos y cauces.

http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/solis___j/capitulo_4.html ; año de consulta 2009, estado activo



ANEXOS

(A). Funciones geométrica e hidráulica de diversas secciones transversales, Eduardo Chavarri.

SECCION	AREA	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRAULICO	ANCHURA	CALADO MEDIO O CALADO HIDRAULICO	$\frac{2}{3R} \frac{dA}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}$
<p><u>RECTANGULAR</u></p>	$B_0 y$	$B_0 + 2y$	$\frac{B_0 y}{B_0 + 2y}$	B_0	y	$\frac{5B_0 + 6y}{3y(B_0 + 2y)}$
<p><u>TRAPEZIAL</u></p>	$(B_0 + zy)y$	$B_0 + 2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(B_0 + zy)y}{B_0 + 2y\sqrt{1+z^2}}$	$B_0 + 2zy$	$\frac{(B_0 + zy)y}{B_0 + 2zy}$	$\frac{(B_0 + 2zy)(5B_0 + 6y\sqrt{1+z^2}) + 4zy^2\sqrt{1+z^2}}{3y(B_0 + zy)(B_0 + 2y\sqrt{1+z^2})}$
<p><u>TRIANGULAR</u></p>	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$	$\frac{y}{2}$	$\frac{8}{3y}$
<p><u>PARABOLICA</u></p>	$\frac{S^3}{6K^2}$	$\frac{1}{2K} \left[\ln(S + \sqrt{1+S^2}) + S\sqrt{1+S^2} \right]$	$\frac{S^3}{3K \left[\ln(S + \sqrt{1+S^2}) + S\sqrt{1+S^2} \right]}$	$\frac{S}{K}$	$\frac{D}{8} \left(\frac{0 - \text{sen } \theta}{\text{sen } \frac{\theta}{2}} \right)$	$\frac{10K}{S^2} \frac{8K\sqrt{1+S^2}}{3S \left[\ln(S + \sqrt{1+S^2}) + S\sqrt{1+S^2} \right]}$
<p><u>CIRCULAR</u></p>	$\frac{D^2}{8} (0 - \text{sen } \theta)$	$\frac{1}{2} \theta D$	$\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right)$	$D \text{sen } \frac{\theta}{2}$	$\frac{S^2}{6K}$	$\frac{4(2 \text{sen } \theta + 3 \theta - 5 \theta \cos \theta)}{3 D \theta (0 - \text{sen } \theta) \text{sen } \frac{\theta}{2}}$



(B). Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning (según Chow, 1958)

Tipo de cauce o canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Cauces naturales			
A Cursos secundarios (ancho de la superficie libre en crecida < 30 m)			
A.1 Cursos en planicies			
- limpios, rectos, sin fallas ni pozos	0.025	0.030	0.033
- rectos con algunas piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
- limpios con meandros, con algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
- meandros con algunas piedras y pastos	0.035	0.045	0.050
- meandros con muchas piezas	0.045	0.060	0.080
- tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.090
- tramos con mucho pasto, pozos profundos y cauce en crecida con muchos arbustos y matorral.	0.075	0.100	0.150
A-1.2 Cursos montañosos, carentes de vegetación en el fondo, laderas con pendientes pronunciadas y árboles y arbustos en las laderas que se sumergen en niveles de crecida.			
- cauce de grava, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
- cauce de cantos rodados, con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
A.2 Cursos en planicies inundadas			
A2.1 Zonas de pastos, sin arbustos			
- pasto corto	0.025	0.030	0.035
- pasto alto	0.030	0.035	0.050
A.2.2 Zonas cultivadas			
- sin cultivo	0.020	0.030	0.010
- cultivos sembrados en línea en fase de madurez fisiológica	0.025	0.035	0.045
- cultivos sembrados a voleo en fase de madurez fisiológica	0.030	0.040	0.050
A.2.3 Zonas arbustivas			
- escasos arbustos y pasto abundante	0.035	0.050	0.070
- pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernal)	0.035	0.050	0.080
- pequeños árboles y arbustos con follaje (fase vegetativa)	0.040	0.080	0.080
- arbustos medianos a densos durante la parada invernal	0.045	0.070	0.110
- arbustos medianos a densos durante la fase vegetativa	0.070	0.100	0.160
A.2.4 Zonas arbóreas			
- sauces densos, temporada invernal	0.110	0.150	0.200
- terreno claro con ramas sin brotes	0.030	0.040	0.050
- terreno claro con ramas con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
- zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
- zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación que alcanza a las ramas.	0.100	0.120	0.180
Cursos importantes (ancho de la superficie libre en crecida >30m)			
En este caso, los valores del coeficiente n , son inferiores a los correspondientes de cauces. Secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor.			
- sección regular sin rocas ni arbustos.	0.025		0.060
- sección irregular y rugosa.	0.035		0.100

IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LABORATORIO VIRTUAL DE HIDROLOGÍA (HYDROVLAV)



Tipo de cauce o canal	Mínimo	Normal	Máximo
B Canales revestidos o de fabrica.			
B.1 Metálicos			
B.1.1 Superficie de acero limpio			
- sin pintar	0.011	0.012	0.014
- pintada	0.012	0.013	0.017
B.1.2 Corrugados	0.021	0.025	0.030
B.2 No metálicos			
B.2.1 Cemento	0.010	0.011	0.013
- limpio en la superficie	0.011	0.013	0.015
- mortero enlucido y bruñido ,			
B.2.2 Madera			
- cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
- cepillada y tratada con creosota	0.011	0.012	0.015
- sin cepillar	0.011	0.013	0.015
B.2.3 Hormigón			
- terminado con lechada	0.013	0.015	0.010
- terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
- sin terminar	0.014	0.017	0.020
- sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	
- sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	
B.2.4 Solera de hormigón terminado con lechada, con los taludes de:			
- piedra cogida con mortero	0.015	0.017	0.020
- piedra volcada sobre mortero	0.017	0.020	0.024
- mampostería de piedra partida cementada y revocada	0.016	0.020	0.024
- mampostería de piedra partida cementada			
- piedra partida suelta o escolera	0.020	0.025	0.030
	0.020	0.030	0.035
B.2.5 Solera de grava con taludes de:			
- hormigón encofrado			
- piedra volcada sobre mortero	0.017	0.020	0.025
- piedra partida suelta o escolera.	0.020	0.023	0.028
	0.023	0.033	0.038
B.2.6 Solera de fabrica de ladrillo			
- vitrificado			
- en mortero de cemento	0.011	0.013	0.015
	0.012	0.015	0.018
B.2.7 Mampostería			
- piedra partida cementada			
- piedra partida suelta	0.017	0.025	0.030
- piedra labrada y ajustada	0.020	0.032	0.035
	0.013	0.015	0.017
B.2.8 Asfalto.			
- iso	0.013	0.013	
B.2.9 Revestimiento vegetal	0.030		0.500

(continuación): Valores de coeficiente de rugosidad n de manning (según Chow, 1958, citado por French 1988).



Tipo de cauce o canal	Mínimo	Normal	Máximo
C Canales excavados o dragados			
C.1 De tierra, rectos y uniformes			
- limpios, terminados recientemente	0.016	0.018	0.020
- limpios, con cierto uso	0.018	0.022	0.025
- grava, limpio, sección uniforme	0,022	0.025	0.030
- con musgo corto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
C.2 De tierra, curvos y lentos			
- sin vegetación	0.023	0.025	0.030
- con musgo y algo de pasto	0.025	0.030	0.033
- pasto denso o con plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
- solera de tierra y taludes de piedra partida	0.028	0.030	0.035
- solera pedregosa y bancos con pastos	0.025	0.035	0.040
- solera de cantos rodados y taludes limpios	0.030	0.040	0.050
C.3 Excavados con pala o dragados			
- sin vegetación	0.025	0.028	0.033
- con pocos arbustos en los bancos	0.030	0.050	0.060
C,4 Roca excavada			
- lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
- rugosa o irregular	0.035	0.040	0.050
C.5 Canales sin mantenimiento, con pastos y arbustos sin cortar			
- pastos densos, tan altos como el calado del flujo	0.050	0.080	0.120
- solera limpia y arbustos en los bancos	0.040	0.050	0.080
- arbustos densos de igual altura al calado del flujo	0.080	0.100	0.014

(continuación): Valores del coeficiente de rugosidad n de manning (según Chow 1958, citado por French 1988)



(C) Determinación del valor del factor n de Manning por el método U.S.

Soil Conservation Service

1. Suponer un valor n básico.
2. Establecer un factor modificador de n que tiene en cuenta la rugosidad y el grado de irregularidad.
3. Establecer un factor modificador de n por la variación del tamaño y forma de la sección
4. Establecer un factor modificador de n que tiene en cuenta las obstrucciones por depósitos de hojarasca, tocones, troncos caídos y raíces al aire .
5. Establecer un factor modificador de n por la vegetación.
6. Establecer un factor modificador de n que tenga en cuenta la existencia de meandros.
7. Sumar todos los valores de los seis pasos precedentes.

VALORES DE N QUE NO SE DEBEN EMPLEAR

1. Valores básicos de n recomendados.

- Causas en tierra		0.010
- Causas en grava fina	0.014	
- Causas en roca		0.015
- Causas con grava gruesa		0.028

2. Factores recomendados para el grado de irregularidad.

- Suave		0.000
- Pequeño		0.005
- Moderada		0.010
- Grande		0.020

3. Factores recomendados para los cambios en forma y tamaño de la sección transversal.

- Gradual		0.000
- Ocasional		0.005
- Frecuente		0.010 a 0.015

4. Factores recomendados para las obstrucción ocasionadas por hojarasca, tocones, raíces, etc.

- Efecto depresiable		0.000
- Efecto pequeño		0.010
- Efecto apreciable		0.030
- Efecto importante		0.060

5. Factores recomendados para la vegetación

- Efecto pequeño		0.000 a 0.010
- Efecto medio	0.010 a 0.025	
- Efecto importante		0.025 a 0.050
- Efecto muy grande		0.050 a 0.100

6. Factores recomendados para el valor de los meandros

- L_0 = Longitud de tramo recto		
- L_n = Longitud de meandros.		
	L_n/L_0	n
	10-1.2	0.000
	12-1.5	0.15 veces n_0
	>15	0.30 veces n_0

Siendo n_0 =factores 1+2+3+4+5