

01159



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

### GASTO FORMATIVO DE CAUCES NATURALES, CRITERIOS Y APLICACIÓN A CUATRO CORRIENTES ALUVIALES DEL GOLFO DE MÉXICO

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL (HIDRÁULICA)**  
P R E S E N T A :  
**JUAN CARLOS RAMÍREZ MUÑOZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México




**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALI  
DE LA BIBLIOTECA

AutORIZO a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.  
NOMBRE: Juan Carlos Ramírez Muñoz  
FECHA: 5 Agosto 2004  
FIRMA: 

## **JURADO ASIGNADO**

PRESIDENTE: DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO  
VOCAL: DR. FRANCISCO JAVIER APARICIO MIJARES  
SECRETARIO: DR. ALDO IVÁN RAMÍREZ OROZCO  
SUPLENTE: M. EN I. ROBERTO MEJÍA ZERMEÑO  
SUPLENTE: M. EN I. VICTOR FRANCO

LUGAR DONDE SE DESARROLLÓ LA INVESTIGACIÓN:  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

### **DIRECTOR DE TESIS:**

DR. FRANCISCO JAVIER APARICIO MIJARES

### **SUSTENTANTE:**

JUAN CARLOS RAMÍREZ MUÑOZ

## **DEDICATORIAS:**

A mamá y papá por su cariño y apoyo incondicional a lo largo de mi vida. Este logro es producto de su esfuerzo y dedicación.

A mi esposa Xiomara, por su amor y amistad. Gracias por tu sinceridad y sensibilidad, es por personas como tu que el mundo sueña.

A autor del universo que nos muestra la grandeza de su obra en todo momento con la habilidad de un gran maestro.

A toda mi familia, ustedes son parte del México que todos queremos.

A mis amigos y compañeros de clases. Gracias a ustedes las horas de estudio y recreo son más amenas.

## **AGRADECIMIENTOS:**

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por haberme otorgado una Beca para estudios de Posgrado, este apoyo fue fundamental para mis estudios de maestría.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por ayudarme a ser un mejor profesionista y formar parte de la máxima casa de estudios en México.

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, por apoyarme en la realización de la investigación.

A la Comisión Nacional del Agua, por facilitarme información fundamental para la elaboración de esta tesis.

<b>RESUMEN</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>2</b>
<b>1.1 Antecedentes</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Contenido</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Objetivos</b>	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE</b>	<b>4</b>
<b>2.1 El concepto de gasto formativo</b>	<b>4</b>
2.1.1 Contexto del gasto formativo	4
2.1.2 El cauce como resultado de procesos físicos	5
2.1.3 Grados de libertad y tipos de equilibrio de cauces naturales	11
2.1.4 Enfoques teóricos sobre la formación de cauces	14
2.1.4.1 Teoría del régimen	15
2.1.4.2 Hipótesis extremas	16
2.1.4.3 Métodos de la fuerza tractiva	17
2.1.5 Historia del gasto formativo	18
2.1.6 Definiciones del gasto formativo	24
2.1.7 Discusión sobre el concepto del gasto formativo	26
<b>2.2 Criterios de cálculo</b>	<b>28</b>
2.2.1 Generalidades	28
2.2.2 Gasto del cauce principal $Q_{CP}$	28
2.2.3 Gasto asociado con un periodo de retorno determinado $Q_T$	32
2.2.4 Gasto dominante $Q_{DOM}$	35
2.2.4.1 Principio de Wolman y Miller del gasto efectivo	37
2.2.4.2 Criterio de Schaffernack modificado o del USBR	38
2.2.4.3 Criterio de NEDECO	39
2.2.4.4 Criterio de Komura	40
2.2.4.5 Criterio de Altunin	41
2.2.4.6 Criterio de Maza y García	41
2.2.4.7 Distinción entre los términos gasto efectivo y gasto dominante	43
2.2.5 Discusión sobre la aplicación de los criterios de cálculo	44
2.2.6 Conclusiones	47
<b>CAPÍTULO 3 APLICACIÓN DE ENFOQUES CONVENCIONALES A CORRIENTES DEL GOLFO DE MÉXICO</b>	<b>49</b>
<b>3.1 Generalidades</b>	<b>49</b>
3.1.1 Ríos en estudio	49
<b>3.2 Datos de campo</b>	<b>50</b>
3.2.1 Hidrometría	50
3.2.2 Secciones transversales	54
3.2.2.1 Curvas elevación-gasto	57
3.2.2.2 Relaciones elevación-propiedades geométricas	59
3.2.3 Granulometría del fondo	60
3.2.4 Pendiente del cauce	63
<b>3.3 Gasto del cauce principal</b>	<b>64</b>
3.3.1 Criterios de evaluación	64
3.3.2 Resistencia al flujo	65
3.3.3 Criterio visual	66
3.3.4 Relación B/Y mínima	66
3.3.5 Cambio de pendiente en la curva elevación gasto	67
3.3.6 Resultados	67

<b>3.4 Gasto asociado con un periodo de retorno dado</b>	<b>69</b>
3.4.1 Análisis de gastos máximos anuales	69
3.4.2 Resultados	70
<b>3.5 Gasto dominante y efectivo</b>	<b>71</b>
3.5.1 Metodología	71
3.5.2 Periodos de análisis	72
3.5.3 Transporte de sedimentos	73
3.5.3.1 Meyer-Peter y Müller	74
3.5.3.2 Karim y Kennedy	75
3.5.3.3 Engelund	75
3.5.3.4 Consideraciones adicionales	76
3.5.4 Resultados	76
3.5.4.1 Resultados del uso ecuaciones de transporte de sedimentos	77
3.5.4.2 Tratamiento de los escurrimientos medios diarios	79
<b>3.6 Conclusiones</b>	<b>81</b>
<b>CAPÍTULO 4 CRITERIO DE LA POTENCIA EFECTIVA APLICADO AL CÁLCULO DEL GASTO FORMATIVO</b>	<b>82</b>
<b>4.1 Generalidades</b>	<b>82</b>
4.1.1 Contenido	82
4.1.2 Antecedentes	82
4.1.3 Aspectos teóricos	83
4.1.4 Ventajas y limitaciones del criterio	87
<b>4.2 Aplicación del criterio</b>	<b>88</b>
4.2.1 Metodología propuesta	88
4.2.2. Consideraciones específicas para este estudio	88
4.2.3 Resultados	90
<b>4.3 Comparación con criterios convencionales</b>	<b>92</b>
4.3.1 Criterios de transporte de sedimentos y de potencia efectiva	92
<b>4.4 Conclusiones</b>	<b>95</b>
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>97</b>
<b>5.1 Conclusiones</b>	<b>97</b>
5.1.1 Concepto de gasto formativo	97
5.1.2 Criterios de cálculo	98
5.1.3 Gasto formativo más indicado para un cauce natural	101
5.1.4 Estudio de campo	102
<b>5.2 Recomendaciones</b>	<b>103</b>
5.2.1 Líneas de investigación	104
5.2.2 Paradigmas de la hidráulica fluvial	104
<b>REFERENCIAS</b>	<b>107</b>
<b>APÉNDICE I SISTEMA DE CLASIFICACIÓN ROSEN</b>	<b>115</b>
<b>APÉNDICE II DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CALCULO DEL GASTO FORMATIVO</b>	<b>121</b>



## Simbología

$A$	área hidráulica del cauce en una sección definida
$A_b$	área hidráulica de la capacidad máxima del cauce principal
$a$	coeficiente de regresión para expresiones tipo régimen
$B$	ancho del cauce a una cierta elevación
$b$	exponente de regresión para expresiones tipo régimen
$C_f$	concentración de material fino
$C_l$	coeficiente de inicio del movimiento para mezcla de partículas
$D$	diámetro del material del fondo
$D_i$	diámetro de la porción $i$ de la mezcla de sedimentos
$D_m$	diámetro medio aritmético de la mezcla de partículas del sedimento de fondo
$D_{35}$	diámetro del material de fondo para el cual el 35% es más fino
$D_{50}$	diámetro del material de fondo para el cual el 50% es más fino
$D_{84}$	diámetro del material de fondo para el cual el 84% es más fino
$D_{90}$	diámetro del material de fondo para el cual el 90% es más fino
$D^*$	parámetro adimensional de la partícula
$d$	profundidad promedio del agua (tirante)
$d_c$	tirante crítico al cual se inicia el transporte de sedimentos
$d_d$	tirante asociado al gasto dominante
$d_i$	tirante en el intervalo $i$ , asociado al gasto $Q_i$
$E$	lectura de escala en el registro de la estación hidrométrica
$g$	aceleración de la gravedad
$G_{BT}$	transporte total de fondo en peso, se calcula con $g_{BT}$ por $B$
$g_{BT}$	transporte total de fondo en peso por unidad de ancho ( por cada m)
$h$	distancia vertical medida desde el fondo al punto de flujo (lectura de escala)
$k$	número de orden en una lista de mayor a menor de los datos, para el cálculo de $T$
$k_s$	rugosidad equivalente del material que compone la frontera sólida
$l$	número de datos para el cálculo de $T$
$m$	número total de meses en el análisis
$N$	número total de intervalos de clase
$n$	coeficiente de resistencia al flujo de Manning, número de elementos en una cierta categoría
$n_i$	frecuencia de clases en días del intervalo $i$
$n^*$	coeficiente de Manning de la rugosidad del grano
$P$	perímetro mojado del flujo
$Q$	gasto líquido de la corriente
$Q_{BT}$	gasto sólido total del fondo asociado al escurrimiento en volumen
$Q_{BTi}$	gasto sólido asociado a $Q_i$ en el intervalo $i$ en $m^3/s$ o $kgf/s$
$Q_{BTm}$	gasto sólido asociado a $Q_m$
$Q_{BTmp}$	gasto sólido medio mensual, expresado en porcentaje respecto al gasto sólido anual
$Q_c$	gasto medio diario crítico, al cual se inicia el transporte de sedimentos
$Q_{CP}$	gasto líquido de la capacidad máxima del cauce principal
$Q_{DOM}$	gasto dominante
$Q_{EFE}$	gasto efectivo

## Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

$Q_i$	gasto líquido medio en el intervalo $i$
$Q_{mi}$	gasto líquido mensual en el mes $i$
$Q_{yr}$	Gasto líquido medio mensual, expresado en porcentaje respecto al gasto líquido anual
$Q_T$	gasto asociado con un periodo de retorno
$Q_s$	transporte de material sólido
$Q_o$	gasto líquido medio mensual obtenido durante un intervalo de varios años, m <sup>3</sup> /s; teniendo en cuenta sólo los meses en que hay escurrimiento
$R$	radio hidráulico ( $A / P$ )
$R_c$	número de Reynolds asociado a la partícula de sedimentos
$S$	pendiente del cauce
$S_f$	pendiente del fondo del cauce
$S_f$	pendiente hidráulica o gradiente de energía
$S_s$	densidad del sedimento
$S_{11}$	pendiente de la superficie del agua
$T$	periodo de retorno en años de un escurrimiento específico
$U$	velocidad media de la corriente
$U_c$	velocidad al cortante
$V_s$	volumen del sedimento
$X$	grado de libertad cualquiera de la corriente (ancho, tirante, pendiente)
$x$	factor de corrección para el criterio de la potencia efectiva
$Y$	profundidad media del agua ( $A / B$ )
$\alpha$	constante del criterio de Komura o para los resultados de Ackers y White
$\beta$	exponente del criterio de Komura
$\gamma$	peso específico de fluido
$\gamma_s$	peso específico del sedimento
$\Delta$	densidad relativa de los sólidos ( $S_s - 1$ )
$\nu$	viscosidad cinemática del agua
$\rho$	densidad del agua
$\sigma_g$	dispersión estándar geométrica de la muestra de sedimento
$\tau_c$	esfuerzo cortante crítico para $D_{50}$ de acuerdo a Maza
$\tau_o$	esfuerzo cortante en el fondo
$\tau_*$	parámetro adimensional de Shields
$\tau_{*c}$	parámetro de Shields para condición crítica
$\omega_{50}$	velocidad de caída del sedimento para el cual el 50% es más fino
$V_i$	volumen de sedimentos transportado en el intervalo $i$
$V_j$	volumen de sedimentos transportado en el intervalo $j$

## Resumen

Se realizó un estado del arte del concepto de gasto formativo y su aplicación a cuatro corrientes aluviales vertientes del Golfo de México (La Antigua, Jamapa-Cotaxtla, Papaloapan y Coatzacoalcos), revisando ventajas y limitaciones de los métodos de cálculo: gasto del cauce principal, gasto asociado con un periodo de retorno y gasto dominante. También se revisó un nuevo enfoque basado en la potencia efectiva de la corriente como mecanismo responsable de la modificación de las fronteras sólidas del cauce, en lugar del transporte de sedimentos como parámetro de formación.

El gasto formativo se define como aquel que da forma al cauce de una corriente natural, el cual es producto de la acción del hidrograma anual y depende de las características hidrológicas de la cuenca. Como el escurrimiento de un río es variable, el cálculo de un valor único que determine la misma geometría que la acción del hidrograma anual no es sencilla. No obstante, pueden determinarse los escurrimientos susceptibles de modificar o conservar al cauce en función de su magnitud y recurrencia, siendo posible calcular el gasto formativo que recree una característica del cauce, como alguno de sus grados de libertad (ancho, tirante y pendiente), en un tramo específico.

Los resultados confirman que el gasto formativo es un evento frecuente y no de naturaleza extrema. En las corrientes estudiadas se predice la contracción de sus cauces por la reducción gradual del escurrimiento virgen. Algunas aplicaciones del concepto son modelación física, numérica, restauración, rehabilitación de corrientes y balance hidrológico.

# Capítulo 1 Introducción

## 1.1 Antecedentes

Las corrientes superficiales siempre han sido de interés para la humanidad, ya que son determinantes para el establecimiento y el desarrollo de civilizaciones. El éxito de su aprovechamiento siempre ha estado ligado al entendimiento de los procesos fluviales que se presentan en el tiempo y en el espacio.

En años recientes, ha habido un interés creciente en los procesos fluviales orientados a la restauración, saneamiento y aprovechamiento sustentable de las corrientes naturales, en gran medida por el impacto que la actividad humana ha generado en el medio físico, así como la tendencia a hacer diseños naturales económicos y orientados a recrear los procesos físicos.

Los ríos son estructuras geomorfológicas resultado de la interacción de variables climáticas y geológicas en una región de la corteza terrestre en un periodo de tiempo determinado. De todas las formaciones geográficas se les considera como las más dinámicas debido a la rapidez con la que responden a la variación de las condiciones hidrológicas de su cuenca. La magnitud de estos cambios se desarrolla en escalas de tiempo distintas, pudiéndose presentarse en años, décadas, siglos o eras geológicas. La ingeniería fluvial se interesa en el estudio de las variables hidrológicas y morfológicas que sean susceptibles de originar cambios en las corrientes superficiales.

Varios investigadores se han interesado en explicar el proceso fluvial mediante el cual un cauce natural ajusta su forma y dimensión a un estado de equilibrio. La modelación dinámica del flujo es uno de los temas de mayor importancia ya que su evaluación se relaciona con la descripción, predicción, evaluación y control de las corrientes naturales. Fenómenos como la migración de meandros, la variación en el nivel del fondo del canal y el cambio o la conservación de la capacidad de transporte del cauce están ligados al aprovechamiento de los ríos y las actividades humanas ligadas con los mismos.

Una herramienta útil para el estudio de las corrientes naturales es el concepto de gasto formativo, el cual se define comúnmente como el gasto que da forma al cauce. Éste frecuentemente se trata escuetamente y en ocasiones ha sido desacreditado como útil, por la simplificación que implica al considerarlo como un valor único equivalente de la acción de todos los escurrimientos a los que está sujeto el cauce; sin embargo la base teórica del concepto forma parte de un proceso más

general en la geomorfología, por lo que debe estudiarse desde una perspectiva global en la que se justifica su validez y utilidad.

## *1.2 Contenido*

El capítulo uno presenta las razones del estudio y sus objetivos. El capítulo dos contiene el estado del arte del gasto formativo, las propuestas conceptuales del mismo, sus criterios de cálculo, limitaciones, ventajas y reflexiones sobre su aplicación. El capítulo tres contiene la aplicación de los conceptos estudiados a un grupo de corrientes naturales en el Golfo de México. El capítulo cuatro introduce un nuevo enfoque de cálculo para el gasto formativo, partiendo de una variante del gasto dominante al usar la potencia de la corriente como alternativa a la hipótesis convencional del uso del transporte de sedimentos. El capítulo cinco resume las conclusiones del estudio.

También se incluyen dos apéndices: la descripción general del sistema de clasificación Rosgen para corrientes naturales (I), y un diagrama de flujo para el cálculo del gasto formativo y la discusión sobre los resultados posibles (II).

## *1.3 Objetivos*

El objetivo principal es realizar un estado del arte del concepto del gasto formativo que revise la validez de sus fundamentos teóricos y las metodologías de cálculo convencionales, así como el análisis de nuevos enfoques.

Así mismo, realizar el cálculo del gasto formativo de cuatro corrientes aluviales y sus tributarios de importancia (ríos La Antigua, Jamapa, Cotaxtla, Coatzacoalcos, Papaloapan, San Juan y Tesechoacán), los cuales son de reciente formación geológica. Ello para establecer los antecedentes de futuros estudios de descripción, saneamiento, modelación y aprovechamiento hidráulico, partiendo del análisis preliminar de la relación que guardan los canales naturales con su régimen hidrológico.

Se hizo una revisión bibliográfica extensa y se consultaron estudios de campo (realizados por la Comisión Nacional del Agua) en diversos tramos de los ríos estudiados en los que se determinó el alineamiento y la batimetría de sus secciones transversales. También hubo necesidad de conocer la composición de los sedimentos de fondo y las márgenes en los cauces, para lo cual se hicieron muestreos y análisis granulométricos realizados por el autor en abril y junio de 2003.

## Capítulo 2 Estado del arte

### 2.1 *El concepto de gasto formativo*

#### 2.1.1 Contexto del gasto formativo

El concepto de gasto en hidráulica es el de una medida del volumen de agua que pasa por una sección fija por unidad de tiempo, gracias al principio de continuidad puede establecerse que el gasto es constante entre dos secciones consideradas si es que no existen aportaciones o extracciones en la cantidad de agua y si el flujo es permanente [Levi, 1996].

En hidráulica fluvial el gasto es la cantidad de agua que escurre en un cauce por unidad de tiempo. Generalmente esta magnitud no puede medirse de manera directa y por tanto se utilizan técnicas que estiman dicho valor. Usando el principio de continuidad se mide la velocidad que lleva la corriente en varios puntos y se le asocia un área a la misma, multiplicando estos valores se obtiene el gasto del río [Aparicio, 1999]. Aunque existen otros métodos, éste es el más usado en la mayoría de las estaciones hidrométricas en México.

Dicho procedimiento de estimación, llega a ser impreciso si se recuerda que las descripciones matemáticas y físicas del comportamiento de los fluidos no han sido resueltas completamente para todos los casos [Maza, 1984] (por lo que se hacen simplificaciones), que pueden existir errores humanos en la medición, y que el gasto que se ha estimado es estrictamente un valor correcto sólo para un instante dado.

Sin embargo, existe bastante conocimiento de las corrientes superficiales y gracias a ello se ha podido entender, predecir y en ocasiones controlar su comportamiento. La mayoría de los elementos que dieron origen a la hidráulica fluvial fueron de naturaleza empírica, sin embargo se ha podido extender su campo de conocimiento gracias a nuevos planteamientos analíticos y teóricos [Vilchis, 2000].

El concepto de gasto formativo se ubica en el campo de la hidrología, específicamente en la hidráulica fluvial, siendo también un tema importante en la geomorfología fluvial; este concepto permite estudiar el comportamiento de un río a través del tiempo, siendo de interés la relación del escurrimiento superficial con la estabilidad del cauce. Generalmente el gasto formativo se le define

simplemente como “el gasto que forma al cauce”, pero es importante profundizar las implicaciones que este concepto y su definición engloban.

### 2.1.2 El cauce como resultado de procesos físicos

La geología es la ciencia que trata de la forma exterior e interior del globo terrestre, de la naturaleza de las materias que lo componen y de su formación, así como de su situación actual y las causas que la han determinado [García-Pelayo, 1985]. La geomorfología es la parte de la geografía física que trata de la descripción y explicación del relieve terrestre actual [García-Pelayo, 1985]. Ambas disciplinas plantean el problema del origen y la evolución de las formas terrestres naturales, definiendo a éstas como las que componen el relieve natural, algunos ejemplos son: volcanes, cordilleras, valles, playas, islas, cañones, desiertos, glaciares y ríos [Leopold *et al*, 1964] y [Sparks, 1972].

Estas disciplinas actualmente adoptan la teoría del “uniformitarianismo” (uniformitarianism en inglés) para explicar la mayoría de los modelos de evolución de las formas terrestres naturales, la que se fundamentó con las ideas de James Hutton en 1785, William Whewell en 1832, y las evidencias de Sir Charles Lyell publicadas en su obra de tres volúmenes “Principles of Geology” de 1830 a 1833. La teoría establece que la uniformidad continua de los procesos existentes debe ser usada como esquema para el entendimiento de la historia geológica y geomorfológica de la tierra, es decir que la apariencia actual de la corteza terrestre es resultado de procesos graduales y perceptibles; dicha teoría surgió como alternativa a las ideas del catastrofismo que establecían la creación de la tierra por medios sobrenaturales y la modificación de la misma por catástrofes subsecuentes como el diluvio universal [Pidwirny, 2001].

En el año de 1899 el geomorfólogo americano W. M. Davis estableció el ciclo geográfico (o erosivo) que de manera general menciona que “...cualquier forma terrestre es una función de tres factores: estructura, proceso y tiempo”; la estructura es la composición de las rocas, su configuración o estratificación y sus propiedades como dureza y permeabilidad; el proceso engloba a los distintos agentes del intemperismo y la erosión como el agua, el viento, el hielo y la acción de la gravedad; y el tiempo, dependiendo de la magnitud considerada de éste es posible que el proceso produzca un efecto notorio en las formas terrestres naturales [Sparks, 1972].

El ciclo geográfico es simplificado y ha sido cuestionado debido a que algunas de sus suposiciones no pueden considerarse como justificables con base en investigación posterior. Aunque ha

conservado su validez cualitativa y explica satisfactoriamente los procesos formadores de la superficie terrestre desde una perspectiva global [Sparks, 1972].

Los modelos de desarrollo de las formas terrestres encontradas en el paisaje físico pueden clasificarse en cuatro grupos considerando la forma como son creadas [Pidwirny, 2001]:

- Formas estructurales. Son creadas por el movimiento masivo de la tierra debido a las placas tectónicas. Ejemplos: pliegues montañosos, grietas en valles y volcanes.
- Formas por acción del intemperismo. Son creadas por la descomposición física o química de las rocas debido a la acción del clima. El intemperismo produce formas terrestres donde las rocas y sedimentos son desintegrados o descompuestos. Ejemplos: karst, terreno estampado y perfiles de suelos.
- Formas por erosión. Son creadas por la remoción de materiales intemperizados o erosionados presentes en la superficie, debido a la acción del viento, agua, glaciares y gravedad. Ejemplos: valles de ríos, valles glaciares y acantilados costeros.
- Formas por depósito. Son creadas por el depósito de materiales intemperizados o erosionados presentes en la superficie. En ocasiones, estos depósitos pueden ser comprimidos, alterados por la presión, calor o procesos químicos y convertirse en rocas sedimentarias. Ejemplos: playas, deltas y llanuras de inundación.

Frecuentemente las formas son producto de la acción de más de un solo mecanismo que actúa en ellas, ya sea de manera constante o periódica [Pidwirny, 2001]. Los ríos que escurren por su cauce realizan distintos procesos de formación en el paisaje, removiendo material de sus fronteras sólidas en regiones montañosas y depositándolo en regiones de planicie; la disponibilidad del material sólido o sedimento que transportan es producto de la acción geológica (al presentarse un determinado tipo de roca en la cuenca), el intemperismo (al desintegrarlo por la acción del clima y hacerlo susceptible a la erosión), la erosión (que es generada por el escurrimiento superficial), y el depósito, (cuando la velocidad del flujo decrece). Considerando la formación del cauce, se advierte que el agente responsable de toda la acción de formación es el escurrimiento, ya que desencadena los procesos de erosión y depósito.

La erosión y el depósito se manifiestan de manera distinta en el espacio, es decir en diferentes tramos del cauce (montañosos, de transición o de planicie), y en el tiempo, debido a la estación del año (época de lluvias, secas, congelación o derretimiento de glaciares montañosos).



La forma mediante la que los ríos actúan en la formación del paisaje físico, y específicamente en su cauce, es gradual y depende de la permanencia de las condiciones fisiográficas y climatológicas de su cuenca. El proceso de formación de una corriente superficial puede describirse de la siguiente manera:

- En una zona determinada en la corteza terrestre existen condiciones geográficas, geológicas y geotécnicas producto de la actividad interna de la tierra y del intemperismo; sobre ella también existe un régimen climático que produce precipitación en forma de lluvia nieve o hielo, la cual es captada y concentrada mediante el proceso lluvia-escurrimiento. A esta área de captación se le llama cuenca hidrológica.
- Si las condiciones imperantes del clima y la fisiografía permanecen (de manera variable pero periódica o cíclica en el caso del clima) el agua concentrada reconocerá una trayectoria superficial que drenará la cuenca, que se le conoce como cauce del río.
- El cauce es el resultado de la interacción de la resistencia al flujo con las fronteras sólidas del mismo, el transporte de sedimentos y la variación espacial y temporal del escurrimiento; éste está sujeto a cambios en su geometría constantemente, ya sea de manera gradual o abrupta.

Un cauce estable es producto de la acción periódica y gradual de un régimen hidrológico estable; lo que implica la interacción y la permanencia de muchas variables como el escurrimiento, la tasa de sedimentos de la cuenca, el estado del suelo de la misma, el clima, la contaminación, las desviaciones o aportaciones tanto de material sólido como caudal en ciertas zonas, etc. Evidencia de que estos estados de equilibrio se presentan lo suficiente, es el desarrollo de ecosistemas y organizaciones de seres vivos que pueden subsistir gracias a la periodicidad del régimen climático y del escurrimiento líquido del río.

Algunas variaciones en el régimen hidrológico pueden producir cambios notables en el cauce, si tienen una magnitud y permanencia tal que alteren el estado de equilibrio en un determinado tramo o en la totalidad del cauce. Por ello el tiempo debe considerarse en la formación del cauce, ya que éste involucra la permanencia de las variables que actúan en su formación. Existen distintas escalas de tiempo a considerar en geomorfología y geología, para ríos el intervalo de tiempo en que su cauce alcanza la estabilidad es variable y debe ponerse en perspectiva, por lo que se distinguen las siguientes escalas para canales aluviales [Richards, 1982]:

- Gran escala de tiempo o geológica. Está relacionada con la evolución del paisaje, suponiendo condiciones de un clima constante, estabilidad de placas tectónicas y nivel base. Las forma de los ríos aluviales son indeterminadas en esta escala de tiempo.
- Escala de tiempo moderna o intermedia [10 a  $10^2$  años]. En esta escala se desarrollan canales en equilibrio que dependen tanto del gasto medio de agua y sedimento producto de la captación aguas arriba, como de las características de la cuenca, legado de un periodo de tiempo mayor.
- Escala de tiempo corta o presente. En este periodo las formas del canal son determinadas e independientes debido a la variación de los parámetros de gasto y sedimentos.

Las escalas permiten ubicar al observador del proceso de equilibrio. Cuando se habla de un cauce estable, el ingeniero fluvial considera un periodo de tiempo correspondiente a escalas cortas e intermedias, a diferencia del geólogo que considera periodos de gran escala. En este documento se consideran escalas de tiempo cortas e intermedias para el cálculo del gasto formativo.

Durante las eras geológicas muchos ríos han cambiado completamente su geometría y han hecho depósitos masivos de material como producto de glaciaciones, variaciones en el nivel del mar o movimiento de placas tectónicas; éstas generalmente destruyen la evidencia del estado anterior del cauce. Sin embargo, existe evidencia física en ciertos ríos, pudiéndose deducir el proceso dinámico de los mismos (a diferentes escalas de tiempo) y su tendencia a establecer una condición de equilibrio como respuesta a los cambios en los agentes que forman al cauce [Schumm, 1968], [Shen, 1973], [Pickup, 1976], [Warner, 2000] y [Tilleard, 2001].

La manera como las diferentes variables de un sistema fluvial se comportan respecto a diferentes escalas de tiempo de acuerdo a Schumm y Lichty (1965) [Schumm & Lichty, 1965] citados en [Przedwojski *et al*, 1995] se resumen en la tabla 2.1. En ella las variables dependientes son producto de la acción de las independientes, y se les denomina irrelevantes si son poco influyentes para las demás, e indeterminadas si el rango de magnitud que presentan es lo suficientemente dinámico como para darle un valor constante.

Puede observarse que tipo de procesos son susceptibles de originar cambios en el río y su cauce (en función del tiempo). Si se consideran escalas entre 1 y 100 años, la geología, el clima, el relieve y la vegetación pueden considerarse constantes en todo el periodo e influir en el gasto sólido, líquido y la morfología del cauce.

Una corriente natural puede experimentar cambios de origen natural o artificial, los que tienen un comportamiento gradual o abrupto, éstos se enlistan en la tabla 2.2 [Maza, 1987]. A veces es difícil establecer que tan rápido la morfología del cauce refleja las nuevas condiciones a las que un río está sujeto, así como la influencia a una distancia exacta aguas arriba y aguas abajo del tramo del cauce que está experimentado ajuste a una nueva condición de equilibrio [Simons & Sentürk, 1992].

Variable del Río	Estado de las variables durante ciertas escalas de tiempo		
	Geológica (10 <sup>3</sup> años o más)	Moderna (10 a 10 <sup>2</sup> años)	Presente (1 a 10 años)
Tiempo	Independiente	Irrelevante	Irrelevante
Geología	Independiente	Independiente	Independiente
Clima	Independiente	Independiente	Independiente
Vegetación (Densidad y Tipo)	Dependiente	Independiente	Independiente
Relieve	Dependiente	Independiente	Independiente
Paleo hidrología (Gasto líquido y de sedimentos a largo plazo)	Dependiente	Independiente	Independiente
Dimensiones del Valle (ancho, profundidad y pendiente)	Dependiente	Independiente	Independiente
Gasto medio de agua y sedimento	Indeterminada	Independiente	Independiente
Morfología del canal (ancho, profundidad, pendiente, forma y trazo)	Indeterminada	Dependiente	Independiente
Gasto observado de agua y sedimento	Indeterminada	Indeterminada	Dependiente
Características observadas del flujo (profundidad, velocidad, turbulencia)	Indeterminada	Indeterminada	Dependiente

Tabla 2.1 Naturaleza de las variables fluviales respecto al tiempo.

Naturales	Abruptas	1.- Corte de Meandros, variación de la pendiente 2.- Movimientos telúricos que cambien la superficie o el curso del río 3.- Erupciones Volcánicas que producen concentraciones de ceniza, mayor concentración de gasto sólido
	Graduales	4.- Inundaciones extremas, cambios en el canal 5.- Cambios de pendiente debidos a erosión o sedimentación 6.- Cambios en la granulometría del sedimento 7.- Cambios de pendiente por depósitos graduales de sedimento , Deltas 8.- Cambios en el gasto debidos al cambio del micro y macro clima en las características naturales de la cuenca
Artificiales	1.- Construcción de Presas, cambios radicales en el hidrograma 2.- Erosión de la cuenca, aumento de sedimentos y rapidez de concentración de precipitación. 3.- Navegación, modifica la capacidad del transporte de sedimentos 4.- Reducción del ancho del río 5.- Rectificación del fondo del cauce, cambia la pendiente del río 6.- Presas de Derivación, retienen sedimentos consecuentemente varían la geometría del canal 7.- Vías Terrestres, altera el curso del escurrimiento y las dimensiones del canal al aportar mayores cantidades de sedimento o reducir su capacidad en puentes	

Tabla 2.2 Tipo de cambios que una corriente puede experimentar.

Las variables más importantes que afectan el comportamiento del escurrimiento superficial de un río son las siguientes [Simons & Sentürk, 1992]:

- Gasto líquido de la corriente
- Gasto sólido de la corriente
- Pendiente longitudinal

- Resistencia al flujo del fondo y las márgenes
- Vegetación
- Geología de la cuenca, y tipos de sedimento
- Obras humanas

El estado actual de un cauce natural es producto del agua que escurre por el mismo en forma de escurrimiento, el cual es resultado de la interacción de las diferentes variables que le confieren un régimen variable en el tiempo y en el espacio. El régimen hidrológico es dinámico, pero dentro de las escalas de tiempo intermedias (1 a 100 años) es periódico. Al hablar entonces de una corriente estable se refiere específicamente a un equilibrio dinámico.

Las condiciones de equilibrio se refieren a aquellas en donde las variables que actúan en el proceso de formación no producen cambios notables o abruptos en una escala de tiempo corta o intermedia. El concepto de "estabilidad" del cauce entonces se relaciona al estado de equilibrio del mismo, mientras que el término "inestabilidad" se refiere a un cambio constante y notable en el cauce [Graf, 1998].

Para entender mejor la formación de un cauce debe hacerse una distinción entre los conceptos de cauce y río, ya que estrictamente el primero se refiere al canal natural y el segundo al escurrimiento transportado por el cauce. En hidrología un río es un curso de agua que desemboca en otro, en un lago o en el mar [De Galiana, 1979]; mientras que el cauce es el lecho de una corriente de agua [De Galiana, 1979].

Algunas fuentes especializadas también hacen estas distinciones, definiendo un canal como el fondo y las márgenes que confinan la superficie del flujo de una corriente natural o hecha por el hombre, y a la corriente como un cuerpo de agua con dimensión cuyo rango varía de pequeños arroyos a grandes ríos [Simons & Sentürk, 1992].

El cauce es un canal natural compuesto de material sólido, es la trayectoria que reconoce un río al drenar una cuenca y se caracteriza por ser la que ofrece la menor resistencia al flujo; el escurrimiento es la cantidad de agua drenada en el tiempo, es resultado del hidrograma anual, mismo que es producto del proceso lluvia-escurrimiento.

El agua que escurre en un río es la parte líquida y se encuentra sujeta a la periodicidad del clima y la permanencia de factores fisiográficos en la cuenca. El cauce de un río es producto de la acción

subsecuente de distintos factores, siendo el escurrimiento líquido el más importante al contribuir a la conservación o a la modificación de la geometría del canal natural.

Ante la presencia de nuevas condiciones, el río y su cauce tenderán a un nuevo estado, que dentro de las diferentes escalas de tiempo estudiadas, puede ser sensiblemente el mismo o radical o gradualmente diferente. Si las nuevas condiciones no perduran lo suficiente en el río y por lo tanto no afecten su cauce, es posible que éste no adopte una condición de equilibrio o estabilidad. Otro caso sería el de una constante variación de condiciones en las que al no existir predominancia el cauce siempre esté ajustando su forma y geometría.

### 2.1.3 Grados de libertad y tipos de equilibrio de cauces naturales

El agua que transita por un cauce transporta material sólido y materia orgánica con propiedades físicas, químicas y biológicas determinadas, que influyen en el medio físico [FISRWG, 1998]. La materia sólida es la más importante para la formación y mantenimiento del cauce natural, y se le toma en cuenta como transporte de sedimentos. El sedimento está constituido por todas las partículas de suelo o roca de una cuenca que son arrastradas por una corriente de agua, y puede diferenciarse en dos grupos de fondo y de lavado [Maza & García, 1990].

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el primero depende de las características hidráulicas de la corriente y as características físicas del material. Dos ríos con tramos semejantes e idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo cual no ocurre con el material de lavado, generalmente un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente [Maza & García, 1990].

El material que compone el fondo del cauce y los márgenes, es resultado del transporte de sedimentos y éste del escurrimiento. Dependiendo de la magnitud del gasto es posible que exista transporte o no, así como que el sedimento sea erosionado o depositado en un tramo del cauce modificando así la geometría del mismo. El material de transporte del fondo, al estar en contacto directo con las fronteras sólidas es al que frecuentemente se le considera como el que interviene en el proceso formativo del cauce.

La estabilidad y el tipo de equilibrio de un tramo del cauce puede determinarse al estudiar sus grados de libertad que son las dimensiones ajustables de un canal y se presentan en cualquier

corriente. Dependiendo de sus características puede tener uno, dos o tres grados de libertad, conocidos como tirante, ancho y pendiente [Maza & García, 1996]. Algunos autores consideran cuatro, incluyendo a los meandros [Graf, 1998], o seis grados de libertad, [Hey, 1985] citado en [Przedwojski *et al*, 1995]; en este trabajo se consideran tres, suponiendo que los grados de libertad adicionales son función de los tres primeros. Por lo tanto una corriente puede presentar los siguientes grados de libertad [Maza & García, 1996]:

- Esgurrimiento con un grado de libertad. Se presenta en corrientes donde las márgenes y el fondo del canal son resistentes a la erosión, no presenta transporte de sedimentos o es despreciable para el cambio de pendiente; en cualquier caso el único grado de libertad es la profundidad o tirante.
- Esgurrimiento con dos grados de libertad. Las orillas del canal son resistentes a la erosión, pero existe transporte de material que produce cambios en la pendiente del fondo, las dos variables son el tirante y la pendiente.
- Esgurrimiento con tres grados de libertad. Las márgenes del canal no resisten la erosión y existe transporte de material, en este caso se presentan los tres grados de libertad: tirante, pendiente y ancho. Las corrientes aluviales son de este tipo.

El equilibrio que presentan las corrientes puede ser estático, dinámico o morfológico [Maza & García, 1996]:

- Equilibrio estático. En esta condición no existe modificación en la forma y dimensión del cauce en ningún momento, pueden presentarse variaciones en su tirante (nivel del escurrimiento) pero las fronteras sólidas no cambian. Este equilibrio se presenta en corrientes sin transporte de sedimentos o escurrimientos sobre fronteras rígidas.
- Equilibrio dinámico. En esta condición existe transporte de sedimentos (siendo de particular interés el del fondo) y la modificación en la forma del cauce se presenta, pero al mismo tiempo existe continuidad en la tasa de transporte por lo que la geometría del cauce se conserva, es decir el material erosionado en un tramo es equivalente al depositado. Este equilibrio se presenta en escurrimientos sobre fronteras erosionables o "sueitas".
- Equilibrio morfológico. Esta condición aplica para cualquier corriente natural. Se presenta transporte de sedimentos y variación en la forma del cauce al grado que no se conserva y cambia constantemente. Este tipo de equilibrio considera que el escurrimiento, el transporte de sedimentos y su cauce llevan a cabo un proceso de ajuste en los grados de libertad del último hasta alcanzar un estado de equilibrio dinámico o estático, sin embargo esto último sólo puede ocurrir si las condiciones que originan la modificación del cauce

permanecen lo suficiente. En ocasiones, las condiciones del mismo cauce y el comportamiento del régimen hidrológico no permiten alcanzar un equilibrio dinámico o estático, ya que las condiciones dominantes cambian constantemente en la forma como influyen en el cauce.

Partiendo del análisis de un cauce aluvial con equilibrio dinámico Lane estableció un modelo conceptual de predicción [Lane, 1955]. En su diagrama analiza a uno de sus grados de libertad (la pendiente) y pronostica la respuesta que el fondo del cauce presentará por variación del gasto, volumen y tamaño del sedimento. La respuesta será de agradación o degradación, que se definen como aumento en la elevación del fondo del cauce o su disminución respectivamente. La figura 2.1 describe estos cambios, estableciendo a la pendiente del fondo como parámetro de uno de los grados de libertad. El diagrama indica que el producto del diámetro representativo del sedimento y la cantidad de los mismos es proporcional al producto de la pendiente de la corriente y el escurrimiento de la misma.

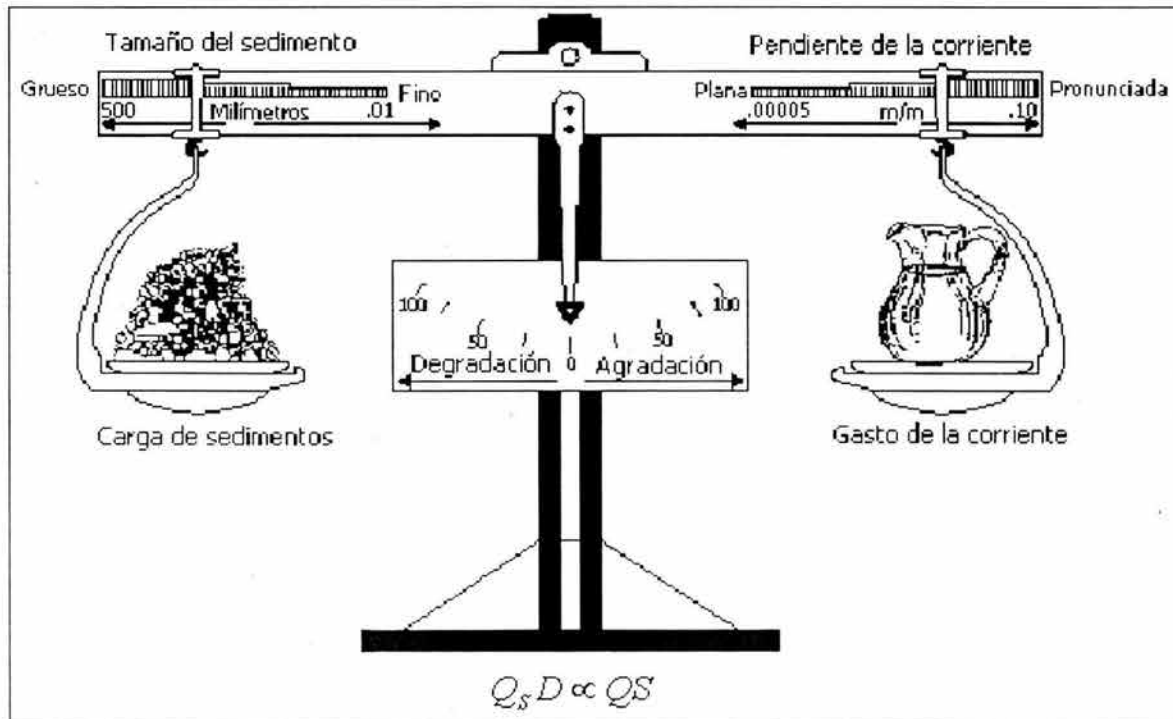


Figura 2.1 Modelo de la balanza de Lane

Otro modelo de predicción de la respuesta de un sistema fluvial en equilibrio es la de Simons, Lagasse, Chen y Schumm [Simons *et al*, 1975], que consideran en su análisis inicial al transporte

de sedimentos  $Q_s$  como directamente proporcional la potencia de la corriente  $\tau_o U$ , el ancho del cauce  $B$  y la concentración de material fino  $C_F$  e inversamente proporcional al  $D_{50}$ :

$$Q_s \propto \frac{(\tau_o U) B C_F}{D_{50}} \quad (1)$$

La ecuación (1) puede modificarse si el esfuerzo cortante del fondo  $\tau_o$ , y el gasto  $Q$  se substituyen como:

$$\tau_o = \gamma d S \quad (2)$$

$$Q = AU = BdU \quad (3)$$

$$Q_s \propto \frac{(\gamma d S) B U}{D_{50} / C_F} = \frac{\gamma S Q}{D_{50} / C_F} \quad (4)$$

Si la concentración del material fino se incorpora al diámetro de caída del material y el peso específico se considera constante, la ecuación (4) se puede expresar como la ecuación (5) que es muy similar a la expresión de Lane en la figura 2.1:

$$QS \propto Q_s D_{50} \quad (5)$$

#### 2.1.4 Enfoques teóricos sobre la formación de cauces

Los modelos anteriores son consecuencia de la necesidad de conocer la respuesta dinámica de un sistema fluvial, pero no explican completamente porque ocurren esos cambios o como es que el cauce se forma (a nivel cualitativo).

En las corrientes aluviales, el escurrimiento líquido es la variable más importante en la determinación de la forma y dimensión de su cauce [Hey & Heritage, 1988]. En los últimos cien años se han propuesto diferentes teorías que buscan explicar el fenómeno mediante el cual un canal con fronteras erosionables o "sueeltas" presenta ajuste en sus grados de libertad por la acción del escurrimiento líquido y sólido hasta alcanzar un estado de equilibrio. Tales enfoques pueden clasificarse en los siguientes grupos [Thorne, 1998]:

- Teoría del régimen.



- Hipótesis extremas.
- Métodos de la fuerza tractiva.

#### 2.1.4.1 Teoría del régimen

Los criterios basados en la teoría del régimen suponen que un cauce sujeto a la acción del flujo y del transporte de sedimentos casi constantes, ajusta sus dimensiones hasta que alcanzan un valor que no cambia a lo largo de un periodo de tiempo [Graf, 1998]. La forma en como se evalúa esa condición de canal en "régimen" o en equilibrio, es observando la forma del cauce principal en términos de su ancho, su tirante promedio, su velocidad promedio y su pendiente [Julien & Wargadalam, 1995].

La primera expresión de tipo "régimen" se atribuye a Kennedy en 1895 [Kennedy, 1895] citado en [Julien & Wargadalam, 1995], quien al observar canales excavados de irrigación con transporte de agua y sedimento que requerían poco mantenimiento para la conservación de su capacidad de transporte, determinó que habían ajustado su forma y dimensión a unas condiciones de caudal y sedimento prácticamente constantes. Kennedy revisó sus observaciones en lo que hoy son India y Pakistán y las presentó en su artículo "The prevention of silting in irrigation canals"; en donde presentó ecuaciones empíricas que describían la resistencia al flujo (velocidad) y la dimensión de los grados de libertad del cauce (ancho, pendiente y tirante) en la forma de una ley de potencia como una función del escurrimiento, como se indica en la ecuación (6). Las constantes  $a$  y  $b$  son el coeficiente y el exponente de regresión de un grupo de datos para un grado de libertad cualquiera  $X$  en función del escurrimiento  $Q$ .

$$X = aQ^b \quad (6)$$

El estudio posterior de las ideas de Kennedy, conllevó la determinación de otras ecuaciones del tipo régimen para corrientes aluviales [Lindley, 1919], [Lacey, 1929], [Lane, 1937], [Leopold & Maddock, 1953], [Simons & Albertson, 1963], [Blench, 1969], [Mahmood & Shen, 1971] y [Blench, 1972] citados en [Thorne, 1998] y [Julien & Wargadalam, 1995]. Todas realizan un tratamiento similar al de la ecuación (6) variando el valor de sus coeficientes y exponentes numéricos, como consecuencia del ajuste de datos a cada una de las condiciones geográficas consideradas. Estas aportaciones han contribuido al diseño de cauces estables desde una perspectiva empírica. La consideración de mayor número y rango de datos ha aumentado la "precisión" de nuevos grupos de ecuaciones [Brownlie, 1981]; de igual manera el concepto de régimen se ha extendido a

corrientes con fondo compuesto por gravas [Bray, 1975] y [Hey & Thorne, 1986]. Las investigaciones mencionadas han encontrado una similitud recurrente en los exponentes de las ecuaciones que relacionan al escurrimiento con el ancho del cauce, presentando un valor promedio a 0.5 [Thorne, 1998]. Sin embargo los coeficientes de regresión no presentan la misma uniformidad y presentan un rango extenso debido a las condiciones fisiográficas, régimen de escurrimientos y sedimentos. La confiabilidad de estas expresiones es mayor para el ancho, menor para el tirante y mucho menor para la pendiente [FISRWG, 1998]. Esto las limita para aplicaciones prácticas en campo y de diseño en donde el escurrimiento natural es variable.

Recientemente se han desarrollado enfoques semi-analíticos [Julien & Wargadalam, 1995], que consideran principios de resistencia al flujo en superficie libre, experiencias de laboratorio, flujo tridimensional, cauces con fondo en arena y grava, así como corrientes meandreadas o trenzadas; los resultados de estos estudios guardan buena similitud con resultados empíricos y grupos de datos con un rango experimental amplio. Las ecuaciones desarrolladas por Julien y Wargadalam requieren al escurrimiento, el material del fondo y el parámetro de Shields como datos para el cálculo del ancho, tirante, pendiente y velocidad del flujo. Es importante hacer notar que el escurrimiento requerido le llaman gasto dominante y el parámetro de movilidad de Shields es para sedimentos no cohesivos y de granulometría uniforme, lo que restringe la aplicación del enfoque descrito.

#### 2.1.4.2 Hipótesis extremas

Las hipótesis extremas explican la forma del cauce estable mediante la maximización o minimización de algún parámetro que se considera como el más importante en la conservación o modificación de la sección transversal, la cual tiende a ser la más óptima relativa al parámetro elegido. Las ecuaciones que describen la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos son combinadas con una tercera relación que se expresa en términos de la potencia de la corriente, la tasa de disipación de energía (o concentración de sedimentos) y la hipótesis considerada [Thorne, 1998]. Las hipótesis más usadas son [Huang *et al*, 2002]: producción mínima de entropía [Leopold & Langbein, 1962] y [Langbein, 1964], tasa de disipación mínima de energía [Brebner & Wilson, 1967], [Yang & Song, 1979], [Yang *et al*, 1981], [Song & Yang, 1982] y [Yang, 1987], capacidad de transporte máxima de sedimento [Pickup, 1976], [Kirby, 1977], [White *et al*, 1981], [White *et al*, 1982], [Wang *et al*, 1986], [Bettess & White, 1987], [Farias, 1995], potencia mínima de la corriente [Chang, 1979], [Chang, 1980a], [Chang, 1980b], [Millar & Quick, 1993] y [Millar & Quick, 1998], factor de fricción máximo, [Davies & Sutherland, 1980], [Davies & Sutherland, 1983] y número de Froude mínimo [Jia, 1990], [Yalin & Silva, 1999], [Yalin & Silva, 2000]. Cada una de ellas

representa un principio general dentro del sistema fluvial, el cual hace que se obtenga una sección en particular de todas las alternativas posibles.

La falta de una explicación física convincente de estas hipótesis ha propiciado que su uso sea cuestionado [Griffiths, 1984], [Ferguson, 1986], [Darby & Thorne, 1995] y [Knighton, 1998] citados en [Huang *et al*, 2002]; aunque recientemente se ha propuesto que el Principio de Acción Mínima PAM (least action principle LAP) formulado inicialmente en los siglos XVIII y XIX por Maupertuis, Euler, Lagrange, Hamilton y Jacobi, es inherente al comportamiento de un canal aluvial cuando tiende a la estabilidad [Huang *et al*, 2002]. El flujo del canal es capaz de alcanzar un estado de eficiencia máxima del flujo que se define como la capacidad de transporte máxima de sedimento por unidad de potencia de la corriente disponible, que son procesos subordinados al PAM. Este criterio considera que el escurrimiento establece condiciones en el flujo en forma de energía y trabajo como magnitudes escalares que describen la trayectoria del movimiento, que hacen que la sección transversal tienda a una más eficiente de todas las posibles. La geometría hidráulica del cauce exhibe una relación regular para diferentes condiciones ambientales, determinadas mediante la observación de las características del cauce principal y las secciones calculadas como las más eficientes (en base a evidencia geomorfológica y la observación de la capacidad máxima del cauce principal). El criterio es por lo tanto semiempírico pero implica la existencia de una relación entre el escurrimiento y la geometría de la sección del cauce.

#### 2.1.4.3 Métodos de la fuerza tractiva

También se les llama racionales, ya que hacen uso de la teoría física para la explicación de los procesos formadores del cauce. Este enfoque fue iniciado por el Buró de Reclamación de los Estados Unidos a finales de los años 40 en el siglo XX [Thorne, 1998] y más tarde resultaría en la "teoría del canal límite" (threshold channel en inglés) [Glover & Florey, 1951] y [Lane, 1955]. Esta teoría se basa en el balance sobre el momentum de un fluido para obtener el esfuerzo cortante local de la frontera y un criterio de estabilidad para las partículas de sedimento que se encuentran en el perímetro del canal. Supone también que el canal es recto, que el flujo secundario puede descartarse y que los sedimentos no tienen propiedades cohesivas ni varían dentro del canal. El inconveniente de este enfoque radica en que no refleja diversas observaciones en campo y laboratorio en donde el transporte de sedimentos en el fondo se presenta y las márgenes son estables, es decir que se presenta el equilibrio dinámico. La teoría del canal límite ha tenido modificaciones que han permitido corregir inconsistencias como la ya mencionada, las más relevantes son [Thorne, 1998]: la posibilidad de transporte en el fondo y estabilidad de sus márgenes [Parker, 1978], el balance de momentum que considera la difusión turbulenta lateral

[Lundgren & Jonsson, 1964], la consideración de heterogeneidad en el sedimento [Ikeda *et al*, 1988], el efecto de la vegetación en las márgenes [Ikeda & Izumi, 1990], y la influencia del sedimento en suspensión en las dimensiones del canal [Parker, 1978] y [Ikeda & Izumi, 1991].

Los últimos avances se deben a la refinación del criterio de Parker [Diplas & Vigilar, 1992] citado en [Thorne, 1998]. Las principales diferencias radican en la solución numérica de las ecuaciones que describen al flujo y en que la geometría de las márgenes se considera un dato. Los resultados del enfoque de Diplas y Vigilar presentan una "sección límite" con el doble de área y márgenes con pendientes más suaves que la sección límite del criterio tradicional de Parker, para las mismas condiciones. Ello se debe a la difusión del momentum que produce menores esfuerzos de fondo en la región central del cauce (permitiendo un tirante más profundo) y el aumento del esfuerzo en la región superior de las márgenes (que hace que tomen una pendiente menos pronunciada para resistir la erosión). Las dimensiones de un cauce estable y su capacidad de transporte por el fondo pueden determinarse si se conocen la pendiente del fondo, el tamaño y la forma del sedimento, el parámetro de movilidad de Shields y el escurrimiento líquido [Thorne, 1998]; si el transporte de sedimento en el fondo es conocido, la pendiente se convierte en parte de la solución.

Todas las teorías mencionadas (régimen, hipótesis extremas y racionales) describen de distinta manera el proceso formativo del cauce, y en su mayoría han sido aplicadas para diseño de canales aluviales estables (generalmente rectos con sinuosidad menor a 1.5) [Thorne, 1998], y coinciden en que el escurrimiento líquido y el transporte de sedimentos son dos de las variables más relevantes en la formación de un cauce.

La aplicación a cauces de corrientes naturales implica un mayor grado de dificultad, atribuible a la variabilidad del gasto. Ante esta dificultad se hace uso de una herramienta conceptual que pretende recrear la acción del régimen hidrológico en el cauce, sintetizando al hidrograma de la corriente y sus diferentes magnitudes de gastos en un valor único el cual es el gasto formativo.

#### 2.1.5 Historia del gasto formativo

Los primeros estudios de Kennedy [Kennedy, 1895] pueden considerarse como los orígenes del concepto del gasto formativo, aún cuando este término no se atribuya a dicho autor ni que él mismo pretendió hacerlo. Los planteamientos de la relación que el escurrimiento guarda con el cauce, que ajusta sus dimensiones hasta alcanzar un estado de equilibrio, son en esencia una simplificación de un principio morfológico fluvial general que es la respuesta del canal natural a las

condiciones hidrológicas de la cuenca que drena. La aportación histórica de Kennedy consistió en la consideración del gasto líquido y sólido casi constantes como agentes formadores de un cauce.

Los estudios posteriores de Lindley le permitieron establecer la teoría en que "... las dimensiones, el ancho, la profundidad y la pendiente de un canal que transporta una determinada cantidad de sedimentos se ajustan de manera natural..." [Lindley, 1919]. La aportación de Lindley consistió en la suposición de que los grados de libertad de un canal se adaptan a una configuración determinada como resultado de la acción del flujo; los grados de libertad pueden referirse a la forma del cauce principal (ancho y profundidad) y la sinuosidad del mismo (pendiente).

La noción de un gasto específico como el responsable de la forma y la dimensión de un canal natural fue propuesto por Schaffernack [Schaffernack, 1922] citado en [Prins & de Vries, 1971], quien consideró que el cauce refleja el escurrimiento que realiza la mayor parte del trabajo formativo. Ese escurrimiento realiza la mayor cantidad de transporte de sedimentos por el fondo. Esta aportación incorporó la idea de que la estabilidad dinámica de un cauce puede relacionarse a un gasto específico.

La creación del término gasto formativo se atribuye a Inglis, en su artículo "Meanders and their bearing on river training" [Inglis, 1947], citado en [Hey & Heritage, 1988] [Garde & Raju, 1985] y [Maza & García, 1996]. Inglis al estudiar la formación de meandros en corrientes aluviales en el norte de la India, observó que los gastos cercanos al valor del escurrimiento que transportaba el cauce principal producían los mismos cambios de manera general que la secuencia natural de escurrimientos variables. Inglis buscaba determinar un escurrimiento constante para el uso del mismo en ecuaciones del tipo régimen para aplicarlas a corrientes naturales. La aportación de Inglis radica en la consideración de la sección del cauce principal como indicador del gasto formativo y en la primera propuesta de cálculo.

El estudio de la frecuencia del gasto que llena al cauce principal fue abordado inicialmente por Nixon, aunque su estudio no estaba directamente relacionado con el gasto formativo. En su artículo "A study of bankfull discharges of rivers in England and Wales" [Nixon, 1959] citado en [Hey & Heritage, 1988] y [Tilleard, 2001], analizó algunos ríos de Inglaterra y Gales y encontró que los escurrimientos que llenaban al cauce ocurrían en promedio el 0.6% de los días al año (2.2 veces al año) advirtiendo una variación considerable entre los resultados usados. La aportación de Nixon radicó en que posteriormente diferentes investigadores estudiaron la frecuencia del gasto del cauce principal al relacionarlo con el gasto formativo y buscarían una relación consistente para fines de generalización.

Paralelamente, Wolman y Miller fueron los primeros en revisar la frecuencia y la magnitud de los eventos formativos del cauce en su artículo "Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes" [Wolman & Miller, 1960] citado en [Hey & Heritage, 1988], [Copeland *et al*, 2000] y [Tilleard, 2001]. Ellos estudiaron un grupo de ríos en los Estados Unidos y determinaron que la mayor proporción de la carga total de sedimentos era transportada por escurrimientos que ocurren en promedio una o dos veces al año, en lugar de eventos de mayor magnitud pero de menor frecuencia; también observaron que las dimensiones y la forma del cauce estaban relacionadas con escurrimientos de orden de magnitud similar al que llena el cauce principal, los cuales ocurren en promedio cada uno o dos años; el escurrimiento que definieron lo llamaron gasto efectivo ya que consideraron que era el más efectivo para el transporte de sedimentos.

Poco después Leopold, Wolman y Miller realizaron el primer estudio que se ocupó de la determinación del periodo de retorno del gasto del cauce principal tomando en cuenta varios datos [Leopold *et al*, 1964]. Revisaron varios ríos aluviales y perennes de los Estados Unidos y concluyeron que 1.5 años era un buen valor promedio, advirtiendo que existía una dispersión considerable sobre ese valor respecto a algunos datos (de la misma manera que Nixon).

Posteriormente, Ackers y Charlton corroboraron la validez de las ideas de Inglis [Ackers & Charlton, 1970] citados en [Hey & Heritage, 1988] y [Tilleard, 2001]. Con la ayuda de un modelo físico investigaron la influencia de la variación del escurrimiento en la geometría de meandros y determinaron un gasto constante "equivalente" que recreó la misma geometría. Ese gasto es equivalente al cauce principal, lo que permitió confirmar que el gasto más efectivo en la formación de meandros es igual a la capacidad máxima del cauce.

De manera complementaria, Prins y de Vries fueron los primeros en revisar el uso de modelos hidrodinámicos numéricos para la obtención de un gasto constante que recreara las mismas características de un régimen variable de escurrimientos (considerando transporte de sedimentos) [Prins & de Vries, 1971] citados en [Tilleard, 2001]. Hicieron uso de series de tiempo de escurrimientos como dato de entrada y determinaron el estado de una característica morfológica como dato de salida. Después compararon la obtención de la misma respuesta morfológica con la acción de un gasto constante durante el mismo periodo de tiempo. Los autores insisten que este gasto, al que llaman dominante, sólo es válido para una característica morfológica específica y que existen diferentes gastos dominantes en un cauce, uno para cada grado de libertad.

La aportación de estos investigadores es importante ya que establece que un cauce es producto de la acción de varios gastos dominantes. Esto pudiera interpretarse como una contradicción a las ideas anteriores sobre la obtención de un valor único como representativo de la acción del régimen de escurrimientos en el cauce, pero en realidad perfecciona la teoría al considerar al cauce como un conjunto compuesto por varios elementos que son sus grados de libertad, los cuales son afectados en mayor o menor medida por distintos gastos que dentro del universo de escurrimientos posibles, son más susceptibles que otros de afectar un determinado rasgo morfológico.

Poco después, Emmett revisó por primera vez el uso de curvas de regionales construidas con la regresión de datos de campo [Emmett 1975] citado en [Copeland *et al*, 2000], considerando al gasto formativo como una función del área de la cuenca y equivalente a la capacidad del cauce principal. No es recomendable generalizar este criterio, ya que el área de la cuenca es uno de los distintos parámetros que afectan el escurrimiento. Sin embargo, es útil para la obtención de curvas regionales entre cuencas fisiográficamente similares u homogéneas, o para hacer interpolaciones dentro de una misma cuenca para la generación de datos en tramos no aforados. A pesar de los inconvenientes de este criterio y las grandes simplificaciones que conlleva, la mayoría de las corrientes naturales no son aforadas, por lo que la refinación de estos criterios será necesaria en el futuro si es que no puede aplicarse otro criterio de cálculo.

La importancia de reconocer umbrales geomorfológicos ("geomorphic thresholds", originalmente en inglés), en el concepto del gasto más efectivo en la formación del cauce fue propuesta por Carling [Carling, 1987] citado en [Tilleard, 2001], quien sugirió que existía una relación estrecha entre los escurrimientos que dan mantenimiento al mismo y aquellos que pueden producir cambios en él, los cuales les llamó umbrales, ya que por encima o debajo de esos escurrimientos se manifestaban procesos de conservación o modificación.

Aunque Carling no lo menciona de manera explícita, su aportación constituye el primer planteamiento teórico del gasto formativo orientado al mantenimiento, la conservación y la predicción del cauce natural, así como la consideración de la importancia de tomar en cuenta el grado de estabilidad del mismo.

En los años siguientes a la publicación del trabajo de Wolman y Miller en 1960 [Wolman & Miller, 1960] se realizaron diferentes estudios que buscaron comprobar la validez de sus teorías, principalmente en la relación que guardan el gasto del cauce principal y el gasto más efectivo en el transporte de sedimentos; así como la frecuencia de esos escurrimientos en términos de su periodo de retorno. Los resultados se pueden agrupar en tres categorías [Tilleard, 2001]:

- Aquellos que se han encargado de la determinación de la frecuencia del gasto del cauce principal, sin establecer claramente la similitud con el gasto más efectivo en el transporte de sedimentos [Marlette & Walker, 1968], [Harvey, 1969] y [Biedenharn *et al*, 1987]; así como [Williams, 1978].
- Aquellos que han reportado una correlación pobre entre sus estimaciones del gasto más efectivo con el gasto del cauce principal [Pickup & Warner, 1976], [Pickup, 1976], [Nolan *et al*, 1987] y [Ashmore & Day, 1988]; así como [Doyle *et al*, 1999]
- Aquellos que han reportado una equivalencia cercana entre el gasto más efectivo con el gasto del cauce principal [Andrews, 1980], [Webb & Walling, 1982], [Andrews, 1984], [Andrews, 1986], [Carling, 1987], [Leopold, 1992], [Andrews, 1994], [Andrews & Nankervis, 1995] y [Batalla & Sala, 1995]; así como [Hey & Heritage, 1988].

Tilleard [Tilleard, 2001] menciona que los estudios que guardan buena correlación entre el gasto más efectivo y el gasto del cauce principal, son producto de mediciones cuidadosas y análisis rigurosos de la carga total de sedimentos en corrientes con fondo compuesto por gravas y arenas que se encuentra en regiones húmedas a semiáridas. Sobre el grupo de resultados restante, Carling [Carling, 1987] citado en Tilleard [Tilleard, 2001] sugiere que los investigadores que no han podido establecer una equivalencia cercana entre el gasto del cauce principal y el gasto efectivo analizaron corrientes que recientemente habían sufrido perturbaciones catastróficas (construcción de embalses, desviaciones, rectificaciones, o procesos de adaptación a gran escala en la cuenca). También indica que si se trata de cauces compuestos por material acorazado, existe la posibilidad de que no haya relación entre ese material y el sedimento que es transportado por la corriente ya que éste no intervendría directamente en la modificación de las fronteras sólidas. Finalmente comenta que algunos de estos estudios se han llevado a cabo considerando únicamente el sedimento en suspensión en lugar de la carga de fondo o la carga total, haciendo uso de estimaciones con expresiones teóricas al no contar con aforos directos de sedimentos en campo.

El estudio del ajuste del cauce de una corriente como consecuencia del cambio del régimen hidrológico ha sido abordado frecuentemente en la ingeniería fluvial, a diversas escalas temporales y en diferentes condiciones fisiográficas [Schumm & Lichty, 1965], [Schumm, 1968], [Harvey, 1969], [Gregory, 1977], [Andrews, 1986], [Simons & Sentürk, 1992], [Julien & Wargadalam, 1995], [Maza & García, 1996], [Thorne, 1998] y [Warner, 2000]. Una revisión reciente sobre este tema, que contribuye a la comprobación de los fundamentos del gasto formativo y a la incorporación de nuevos criterios para el gasto dominante o efectivo, fue realizada por Tilleard [Tilleard 2001] en su tesis doctoral "River channel adjustment to hydrologic change".



En su investigación estudió el ajuste de las dimensiones de dos cauces naturales debido al aumento y la disminución del escurrimiento natural. Sus resultados corroboran la hipótesis de que el cauce natural alcanza una determinada formas y dimensión como resultado de la acción de un nuevo régimen hidrológico, el cual ha prevalecido lo suficiente como para que se establezca el equilibrio dinámico. El modelo que describe el proceso formativo del cauce es el del gasto dominante, y para su evaluación propone el uso de un parámetro físico que potencialmente modifica las fronteras sólidas al que llama potencia efectiva de la corriente. En su estudio concluye que la forma como el escurrimiento influye en el fondo y las márgenes es diferente, y recalca que la magnitud del gasto formativo para las márgenes (ancho y tirante) es mayor que el gasto formativo del fondo del cauce (pendiente); menciona también que el gasto formativo de las márgenes es de orden de magnitud similar a la capacidad del cauce principal. Sus resultados parecen confirman las ideas de Prins y de Vries [Prins & de Vries, 1971], quienes indicaron que existe un gasto formativo para cada rasgo morfológico o grado de libertad del cauce.

También existen opiniones en contra del concepto de gasto formativo, las cuales arguyen que la necesidad de trabajar con un solo valor para evaluar los cambios en la morfología es algo que pertenece al pasado cuando las herramientas de cómputo tenían una capacidad limitada. De acuerdo a estos autores hoy en día se pueden evaluar distintos escenarios para distintos valores de gastos, y mencionan que un solo gasto no puede producir los mismos efectos que la periodicidad de varias magnitudes de escurrimientos [Jansen *et al*, 1979].

Considerando lo anterior es correcto no buscar pensar trabajar con un valor único pero sí con un rango de valores cercanos a un valor característico que es el gasto formativo [Wolman & Miller, 1960]. Por otro lado, la potencia de herramientas de cómputo puede evaluar distintos escenarios para distintos gastos pero de cualquier forma siempre será útil contar con un valor que represente, al menos de manera descriptiva, la magnitud del gasto relacionado al proceso de mantenimiento de un cauce natural.

Actualmente el gasto formativo se usa como parámetro hidráulico para la descripción de los cauces naturales y para la estimación de la respuesta del cauce ante diferentes impactos ambientales que pudieran modificar su forma y su geometría [FISRWG, 1998] y [Tilleard, 2001], por lo que sigue teniendo relevancia en la práctica fluvial.

### 2.1.6 Definiciones del gasto formativo

Las definiciones encontradas en la literatura frecuentemente son reflejo de la época y el criterio que los autores usaron, por lo que es común encontrar contradicciones [Copeland *et al*, 2000] y [Tilleard, 2001]. Esto ha producido confusión entre distintos investigadores, y en el peor de los casos ha contribuido a la crítica del concepto del gasto formativo.

Un caso frecuente es el uso del nombre de algún criterio de cálculo como sinónimo del gasto formativo [Copeland *et al*, 2000]. Lo que probablemente se debió a que los resultados obtenidos al aplicar las metodologías eran similares entre ellos e implícitamente se aceptó como norma. Rigurosamente cada criterio de cálculo se refiere a un concepto diferente, por ello debe aclararse cuál es la definición apropiada para el gasto formativo.

La primera definición del gasto formativo fue hecha por Inglis [Inglis, 1947], y lo definió como el gasto hipotético que de escurrir en forma constante produce las mismas dimensiones promedio, de la sección transversal y la pendiente, que la variación de los gastos reales.

Charlton en 1970 [Jansen *et al*, 1979], define al gasto formativo "...como el escurrimiento permanente, que probablemente se encuentra dentro del rango de escurrimientos impuestos con naturaleza variable pero periódica, que puede recrear la longitud de un meandro en un experimento similar".

Shen [Shen, 1973], llama al gasto formativo también "dominante" o "de equilibrio" y menciona que es una idea intuitiva no demostrada que "...expresa a un valor equivalente y constante del escurrimiento, que puede relacionarse a una determinada dimensión o magnitud promedio del río, y que al mismo tiempo pueden relacionarse entre sí todas esas magnitudes en un estado de flujo permanente..".

Maza define al gasto formativo en términos de su aplicación y menciona que "para estudiar la estabilidad de un río, debe fijarse el valor de un gasto que represente al hidrograma anual. Este gasto, asociado con la estabilidad del cauce, se le llama formativo..." [Maza, 1987].

Hey y Heritage en 1988 [Hey & Heritage, 1988], establecen que el gasto del cauce principal puede considerarse como el gasto dominante de un río, al que también llaman gasto formador del canal.

Simons y Sentürk [Simons & Sentürk, 1992], definen al gasto dominante como el gasto formativo de alguna característica específica del canal en un cauce específico.

El grupo de trabajo de la agencia federal orientada a la restauración de corrientes de los Estados Unidos (Federal Interagency Stream Restoration Working Group) [FISRWG, 1998], también llama al gasto formativo gasto dominante, y lo define como el gasto que de escurrir de forma constante produciría una morfología parecida a la que existe en un cauce.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos llama al gasto formativo "gasto formador del cauce" y lo define como un gasto teórico que de mantenerse constante indefinidamente producirá la misma geometría del canal que el hidrograma durante el mismo periodo de tiempo [Copeland *et al*, 2000].

Tilleard llama al gasto formativo gasto más efectivo, y lo define como aquel que por su duración e influencia en la corriente es el más influyente, en la formación y el mantenimiento del cauce, que otros intervalos de gastos. [Tilleard, 2001]. Aunque esta definición se basa en un criterio de cálculo, tiene un sentido general al considerar al gasto formativo como un producto del régimen de escurrimientos y que instiga estados de conservación o cambio en el cauce.

Con el objeto de contar con una terminología adecuada se sugiere dejar de usar las expresiones gasto dominante, efectivo o del cauce principal como sinónimos del gasto formativo (en la literatura especializada en inglés es frecuente esta confusión). A nivel general el término más indicado sería "Gasto formador del cauce" (channel forming discharge) [Copeland *et al*, 2000], o gasto formativo.

La mayoría de los autores aceptan que el gasto formativo es un valor teórico, que debe ser representativo del régimen de escurrimientos que actúa en un cauce, y que dependiendo del tipo de estabilidad que el tramo presente producirá la conservación o modificación de su capacidad. Puede decirse que son congruentes con la definición más sencilla: "el gasto que da forma al cauce".

Considerando las definiciones anteriores, el sustento teórico de las aportaciones históricas, las hipótesis enfocadas a la formación del cauce, y la teoría del uniformismo en la geomorfología fluvial, la definición más adecuada para el gasto formativo es la siguiente:

**El gasto formativo es el escurrimiento representativo del régimen hidrológico que actúa en un cauce natural, y que por sus características de calidad, magnitud y recurrencia, es el responsable de la mayor parte del proceso gradual de conservación o modificación de las fronteras sólidas del canal natural a lo largo del tiempo.**

#### 2.1.7 Discusión sobre el concepto del gasto formativo

Un río es una estructura dinámica que reacciona a las condiciones fisiográficas, geológicas y climatológicas que actúan en él, a su vez es posible determinar el orden de magnitud de los gastos influyentes en el proceso formativo del cauce, los que son representados por el gasto formativo.

En el estudio de la hidráulica fluvial es importante considerar al río como un conjunto formado por el escurrimiento y su cauce como sus elementos básicos. El escurrimiento es producto del régimen hidrológico actuante y constituye el agente formativo del cauce. El cauce es el canal natural por el cual escurre el río y es resultado de la acción constante y recurrente del escurrimiento al influir en las fronteras sólidas o grados de libertad de la corriente.

Si se considera el hidrograma de un río en un año, se encontrarán variaciones naturales en el gasto por las diferentes temporadas del año. En él habrá días con escurrimientos pequeños o nulos y días con escurrimientos grandes o máximos que desborden su cauce. El total del volumen escurrido al final del año puede dividirse entre los días considerados y se obtendría un gasto promedio diario, si se hiciera escurrir ese gasto promedio durante todo el año se sintetizaría al hidrograma anual, y se recrearía la acción del régimen natural (en lo referente al volumen escurrido), sin la presencia de eventos extremos máximos o mínimos.

En el caso del gasto formativo se busca una recreación similar. Sólo que en este caso no es la cantidad de agua escurrida sino el efecto que produce la acción del hidrograma en el cauce. Dos ríos pueden tener el mismo volumen escurrido al año pero no necesariamente el mismo cauce, por la influencia del régimen hidrológico. El cual se manifiesta con la distribución de eventos del hidrograma que influyen en el canal natural.

El gasto formativo es el caudal representativo de los escurrimientos responsables de la conservación o la modificación del cauce, específicamente de alguna determinada característica geomorfológica o grado de libertad (ancho, profundidad y pendiente del cauce).

Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

El uso de este escurrimiento se ha limitado a cauces aluviales estables con corrientes perennes, ya que existen suficientes elementos que comprueban su validez para esos casos. Ello ha permitido sustentar las hipótesis de sus criterios de cálculo.

Sin embargo, revisando a mayor detalle sus fundamentos teóricos y su aplicación, el gasto formativo puede extenderse a cauces (aluviales) que se encuentran en proceso de ajuste de sus grados de equilibrio (con estabilidad morfológica). Buscando así un tratamiento más general para el estudio de la formación de cauces naturales y para la revisión de métodos racionales orientados a la modelación o predicción.

Para ello deben conocerse los métodos para estimar el gasto formativo, así como las hipótesis, ventajas y desventajas de sus criterios de cálculo. Con la finalidad de determinar cuales son los más indicados para el caso que se esté tratando siendo el de un cauce que presenta estabilidad estática, dinámica o morfológica.

## 2.2 Criterios de cálculo

### 2.2.1 Generalidades

En la literatura no existe una revisión completa sobre cual es la mejor técnica para determinar al gasto formativo [Martin *et al*, 1999]. La mayoría de los investigadores del tema aplicaron todos los criterios disponibles, y algunos con base en su experiencia o enfoque de trabajo recomiendan cierto método respecto a los demás.

La aplicación de los criterios de cálculo se limita únicamente a corrientes aluviales [Hey & Heritage, 1988], [FISRWG, 1998] y [Copeland *et al*, 2000], que es aquella cuyo canal esta compuesto por material aluvial, y cuyos procesos están controlados por la interacción del flujo y sus fronteras sólidas.

### 2.2.2 Gasto del cauce principal $Q_{CP}$

Este método (propuesto por Inglis [Inglis, 1947] citado en [Tilleard, 2001]), considera que el gasto formativo es equivalente a la capacidad del cauce principal, o cauce "madre", y se define como la capacidad máxima del cauce principal (CMCP) que transporta el río sin desbordar hacia las planicies [Simons & Sentürk, 1992], [Maza & García, 1996], [FISRWG, 1998] y [Copeland *et al*, 2000]. Teóricamente es aplicable a las corrientes que escurren a lo largo de valles con llanuras de inundación.

La hipótesis del método supone que el cauce principal es resultado de un proceso de ajuste de sus grados de libertad, los que han alcanzado estabilidad dinámica. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos considera que la CMCP refleja un escurrimiento con significado morfológico, ya que marca la frontera que divide los procesos de formación del cauce y de las llanuras de inundación [Copeland *et al*, 2000].

El Grupo de Trabajo de la Agencia Federal de Restauración de Corrientes de los Estados Unidos (Federal Interagency Stream Restoration Working Group) considera que la CMCP es equivalente al gasto formativo (valor conceptual) y al gasto dominante (valor calculado) [FISRWG, 1998]. El manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su capítulo de hidráulica fluvial [Maza *et al*, 1981], comenta que en general este método reporta mejores resultados, aunque reconoce el problema de establecer la elevación que llena al cauce principal.

La ventaja de este método radica en que la CMCP puede determinarse con una medición directa de las secciones transversales del cauce, y posteriormente determinar el gasto correspondiente a esa elevación. Sin embargo, ello también puede ser una desventaja ya que la elección de la elevación que satisface esa condición por lo general es difícil y subjetiva [Williams, 1978].

Williams realizó una revisión extensa de varios criterios para determinar la elevación correspondiente a la CMCP, utilizando distintas definiciones y calculando el gasto con distintos métodos [Williams, 1978]. Sus resultados concluyen que las discrepancias entre los diferentes gastos formativos para una misma sección del cauce, obedecen a la falta de un criterio válido único para evaluar el estado de llenado adecuado, esto es muy importante si se trata de corrientes con ancho considerable. Los criterios que Williams revisó son:

- La altura de la planicie del valle, propuesto probablemente por Nixon [Nixon, 1959], [Woddyer, 1968], [Kellerhals *et al*, 1972] y [Dury, 1973].
- La elevación de la llanura de inundación activa [Wolman & Leopold, 1957], [Leopold & Skibitze, 1967], [Emmett, 1972] y [Emmett, 1975].
- La elevación de la orilla inferior [Schumm, 1960] y [Bray, 1972].
- La elevación de la orilla media para ríos que tienen tres o cuatro elevaciones de desbordamiento [Woodyer, 1968].
- La elevación de la orilla más prominente [Kilpatrick & Barnes, 1964].
- La elevación promedio de las elevaciones más grandes de las barras del cauce [Wolman & Leopold, 1957], [Hickin, 1968], [Lewis & McDonald, 1973].
- La altura del límite inferior de la vegetación permanente, generalmente árboles [Schumm, 1960], [Sigafoos, 1964], [Speight, 1965], [Nunnally, 1967] y [Bray, 1972].
- La elevación del límite superior de las partículas arenosas (o similares en tamaño) en la frontera de sedimentos, [Nunnally, 1967] y [Leopold & Skibitze, 1967].
- La elevación a la cual la relación ancho entre profundidad media de la sección transversal es mínima  $B/Y$  [Wolman, 1955], [Harvey, 1969] y [Pickup & Warner, 1976].
- La elevación correspondiente al primer máximo del índice de orillas, como lo define Riley [Riley, 1972].
- La elevación correspondiente al cambio de pendiente en los datos que relacionan área de la sección transversal con el ancho de superficie libre, propuesto por Williams [Williams, 1978].

A pesar de la existencia de distintos métodos para determinar la elevación de la CMCP, el más indicado es el criterio visual hecho en campo del tramo estudiado [Williams, 1978]. Que

recomienda compararse con la relación ancho entre profundidad  $B/Y$  mínima, la que tiene la ventaja de ser objetiva y consistente [Copeland *et al*, 2000]. Sin embargo, los resultados de esta relación en ocasiones no han sido congruentes con la elevación determinada mediante observación directa. La similitud o discrepancia entre ambos métodos se debe a la forma de la sección del cauce, siendo aquellas con geometría similar a la rectangular las que ofrecen mejor similitud [Riley, 1972] citado en [Williams, 1978].

Cuando un criterio arroja una elevación que visiblemente no es cercana a la altura de las márgenes, puede tratarse de un caso en que el cauce no se encuentra en equilibrio, que la geometría del cauce sea inestable o que el gasto formativo no se encuentre relacionado a la CMCP [Copeland *et al*, 2000]. Algunos ejemplos en los que el uso de este criterio no es confiable son [Copeland *et al*, 2000]:

- Si el tramo no es aluvial, la capacidad de transporte de sedimentos generalmente excede la aportación de sedimentos y los depósitos de material podrían no presentarse o no desarrollarse lo suficiente. El uso de esos depósitos no desarrollados como indicadores producirán estimados muy pequeños del gasto formativo. Por otro lado, los depósitos pueden ser producto de inundaciones extremas del pasado, en cuyo caso producirán estimados muy grandes del gasto formativo.
- Si el canal degrada su fondo, la capacidad de transporte de sedimentos excede la aportación de sedimentos. Ya que el fondo del cauce está reduciendo su nivel, los depósitos antiguos de las llanuras de inundación están siendo abandonados (estos depósitos están en proceso de convertirse en terrazas). El uso de estos indicadores producirán un estimado demasiado grande del gasto formativo. Este tipo de cauces se les llama también encañonados o atrincherados.
- Si el canal agrada su fondo, los depósitos de material dentro del cauce pueden confundirse con los indicadores de campo. Ya que el fondo del cauce está aumentando su nivel, el uso de las llanuras de inundación como indicadores producirá estimados muy pequeños del gasto formativo. Con el tiempo las llanuras de inundación también se agradarán pero usualmente a una tasa menor que el resto del cauce.

Así, puede deducirse que el requisito principal que debe cubrirse antes de aplicar este método es que el cauce sea estable antes de confiar en los resultados de este criterio [Knighton, 1998], [FISRWG, 1998] y [Copeland *et al*, 2000]. Una manera práctica de comprobar la estabilidad dinámica, consiste en recurrir a los registros históricos de aforos directos en la corriente y



determinar si ha habido cambios en la geometría de la sección de aforo durante los últimos 5 o 10 años, la sección de aforo debe ser una sección natural del cauce.

Una vez elegida la elevación de la CMCP, debe escogerse algún método para el cálculo del gasto. Se recomienda contar con registros hidrométricos en el tramo estudiado, aunque pueden usarse ecuaciones de resistencia al flujo. Otra consideración importante es el uso de una sola sección transversal o de varias secciones para calcular el gasto formativo de un tramo. Una sola sección resta representatividad por lo que el uso de varias es mejor [Williams, 1978] y [Copeland *et al*, 2000]. Considerando lo anterior se recomienda proceder de alguna de las siguientes maneras:

- Si se cuenta con registros hidrométricos y relaciones elevación-gasto, se determina aquella escala que se sabe es la elevación crítica en la que comienza el desbordamiento del río. De esta manera aunque se consideran los registros de una sola sección se está considerando a todo el cauce, al referirse al nivel de desborde de la escala de la estación.
- Si se cuenta con registros hidrométricos y relaciones elevación-gasto, se determina la elevación en que se observe un cambio en la pendiente de los grupos de datos de la relación elevación-gasto, y se calcula el gasto formativo. De esta manera se consideran los registros de una sola sección [Copeland *et al*, 2000].
- Si se cuenta con registros hidrométricos y relaciones elevación-gasto, se determinan las elevaciones a las cuales se satisface la CMCP de todas las secciones consideradas, y refiriéndolas a las cotas de la escala de la estación de aforo se obtiene un valor promedio con la cual se obtiene el gasto formativo [Williams, 1978] y [Copeland *et al*, 2000].
- Si no se cuenta con registros hidrométricos ni relaciones elevación-gasto, se calcula una curva elevación-gasto y en aquella elevación a la que se observe un cambio en la pendiente de los grupos de datos se calcula el gasto formativo. De esta manera, se consideran los registros de una sola sección y al mismo tiempo la precisión se hace dependiente de la expresión usada para la resistencia al flujo y la precisión de los parámetros de rugosidad y geometría [FISRWG, 1998] y [Copeland *et al*, 2000].
- Si no se cuenta con registros hidrométricos ni relaciones elevación-gasto, se calcula el gasto formativo de cada sección transversal considerada y se obtiene un promedio como gasto formativo para todo el tramo de cauce.

No existe un criterio estándar sobre la expresión más adecuada para el cálculo de la resistencia al flujo. Williams recomienda al usar la ecuación de Manning no utilizar valores del coeficiente  $n$  para escurrimientos muy pequeños y además propone el uso de la siguiente expresión [Williams, 1978]:

$$Q_{CP} = 4.0A_b^{1.21} S_w^{0.28} \quad (7)$$

En la que el gasto  $Q_{CP}$  está en metros cúbicos por segundo y el área  $A_b$  en metros cuadrados, la pendiente de la superficie del agua  $S_w$  es adimensional. La ecuación (7) se obtuvo mediante análisis de regresión de 233 datos y tiene un error estándar de 0.174 unidades logarítmicas (un error estándar promedio de 41%), cuenta para el 96% de la suma de los cuadrados del logaritmo del escurrimiento. La ecuación es más precisa para ríos grandes que pequeños y se elaboro considerando datos con las siguientes características: gastos de 0.5 a 28 320 m<sup>3</sup>/s, áreas de 0.7 a 8510 m<sup>2</sup>, pendientes de 0.000041 a 0.0810 m/m, ancho medio máximo del cauce de 0.25 a 16.7 m, precipitación media anual de 200 a 2000 mm, áreas de cuenca entre 7 y 614 000 km<sup>2</sup>, y diámetro medio de las partículas del fondo de 0.19 a 190 mm.

No se ha reportado el uso de la ecuación (7) en el cálculo del gasto formativo, a pesar de que su rango de aplicación es amplio. Probablemente su mayor desventaja sea considerar la pendiente de la superficie del agua igual a la pendiente de energía. Es posible que Williams buscara simplificar el cálculo y supuso que la resistencia al flujo es similar en todos los casos en que se alcanza el nivel de la CMCP.

### 2.2.3 Gasto asociado con un periodo de retorno determinado $Q_T$

Este método (propuesto por Nixon [Nixon, 1959] citado en [Hey & Heritage, 1988]) se basa en la hipótesis de que el gasto formativo del cauce tiene una recurrencia fija [Hey & Heritage, 1988], [Maza & García, 1996], [FISRWG, 1998] y [Copeland *et al*, 2000]. El criterio supone implícitamente que el gasto formativo es la CMCP y pudo surgir como opción en vista de que era complicado identificar la elevación que satisfacía esa condición, prefiriéndose buscar una magnitud promedio representativa para todos los ríos [Williams, 1978] y [Copeland *et al*, 2000].

El estudio de dicha magnitud ha sido abordado desde dos enfoques: con el análisis de curvas de duración de escurrimiento basadas en gastos promedio diarios, y el análisis de curvas de frecuencia basadas en valores máximos instantáneos [Hey & Heritage, 1988]. Los resultados más consistentes (con menor dispersión de datos respecto a un valor medio) se han obtenido con el análisis de datos máximos anuales, por lo tanto el parámetro de medición más usado hasta hoy es el periodo de retorno  $T$  [Hey & Heritage, 1988]. Éste se define como la frecuencia (o intervalo de recurrencia) de que un evento determinado (en este caso el gasto de la CMCP) se presente. Se acostumbra usarse en años, que representan el tiempo promedio que a la larga el evento tardaría en ocurrir [Aparicio,

1999]. El uso de esta herramienta se refiere más a la probabilidad de excedencia en la que interesa conocer que tan seguido se presenta el escurrimiento, en lugar de una connotación estadística o de inferencia en la que busca estimarse eventos de gran magnitud para un diseño ingenieril.

Los resultados reportados muestran algunas tendencias específicas sobre un rango, pero en general no concluyen la existencia de algún valor específico para cauces aluviales:

- Leopold y Maddock concluyeron que el gasto que llenaba al cauce principal tenía un rango de recurrencia comprendido entre 1.07 y 4 años [Leopold & Maddock, 1953].
- Nixon propuso inicialmente que la CMCP es rebasada un 0.6% al año, aproximadamente 2.2 veces al año, o cada 170 días [Nixon, 1959] citado en [Hey & Heritage, 1988].
- Wolman y Leopold tampoco calcularon un periodo de retorno específico pero concluyeron que la CMCP ocurría entre 1 y 2 años [Wolman & Miller, 1960] citado en [Tilleard, 2001].
- Leopold, Wolman y Miller tiempo después proponen un valor de  $T$  de 1.5 años como un buen promedio de un rango extenso de datos [Leopold *et al*, 1964] citado en [Copeland *et al*, 2000].
- Woodyer posteriormente revisa el rango posible de  $T$  y concluye que está entre 1.02 y 2.69 años [Woodyer, 1968] citado en [Williams, 1978].
- Pickup y Warner proponen al analizar un grupo de corrientes que el rango de  $T$  abarca de 4 a 10 años [Pickup & Warner, 1976].
- Williams al analizar la recurrencia de los escurrimientos que satisfacen la CMCP de 35 ríos con llanuras de inundación activas comenta que el rango de  $T$  se haya entre 1.01 y 32 años, y únicamente una tercera de esos resultados reducía el rango de  $T$  entre 1 y 5 años [Williams, 1978].
- Andrews propone un rango de  $T$  entre 1.18 y 3.26 años, al analizar corrientes de Colorado y Wyoming en los Estados Unidos [Andrews, 1980].
- El manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, en su capítulo de hidráulica fluvial menciona que el  $T$  del gasto formativo es de 1.4 años [Maza *et al*, 1981] y [Maza & García, 1996].
- Hey y Heritage consideran que para cauce estables compuestos por gravas en el fondo el valor de  $T$  es de 0.9 años [Hey & Heritage, 1988].
- El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos sugiere que el rango de  $T$  para cauces estables está comprendido entre 1 y 2.5 años, y concluye que 1.5 es un promedio representativo de muchas corrientes; aunque reconoce que en algunos casos el valor queda fuera de este rango, mostrándose una diferencia notoria entre cauces con hidrología de respuesta rápida y aquellos con escurrimientos poco variables [Copeland *et al*, 2000].

Es razonable suponer que el periodo de retorno del gasto formativo de un cauce aluvial estable sea de ocurrencia frecuente y que tienda a un valor cercano a la unidad (es decir que se presente en promedio y a la larga cada año o dos), así como que también guarde similitud con la capacidad del cauce principal.

En los casos donde el cauce es inestable o su cuenca presenta un régimen hidrológico inestable o en que el clima sea árido y el escurrimiento intermitente, se ha encontrado que el periodo de retorno de la CMCP se encuentra en rangos y valores mayores que el caso anterior.

Investigaciones en los Estados Unidos en las costas este y oeste concluyen que la influencia de eventos de gran magnitud y baja frecuencia no influyen en gran parte en la formación de cauces naturales si se trata de un clima húmedo (con rangos de  $T$  entre 1 y 2 años), ocurriendo lo contrario en climas áridos (con rangos de  $T$  entre 15 y 30 años) [Nolan *et al*, 1987] y [Doyle *et al*, 1999]. En el caso de España, se ha reportado que las corrientes presentan periodos de retorno de 1.5 a 7 años, acercándose a valores altos en zonas de irregularidad hidrológica cerca del área mediterránea [Martín, 1997].

Esto implica que aunque los eventos responsables de la formación del cauce en climas áridos son menos frecuentes que en climas húmedos ambos siguen ubicándose dentro de una escala temporal reciente.

Algunos autores [Nolan *et al*, 1987] y [Doyle *et al*, 1999] también han revisado la recurrencia del gasto dominante para compararla con la CMCP y han encontrado que su  $T$  es menor. Así mismo, que los rangos para el gasto dominante son amplios en cauces inestables con hidrología de respuesta rápida, y estrechos en cauces estables con hidrología regular.

Retomando todo lo referente a este criterio se pueden hacer las siguientes observaciones:

- El criterio del periodo de retorno debe usarse como indicador de la frecuencia de los eventos que se consideran como influyentes en la formación del cauce al comparar la recurrencia del gasto dominante y el gasto de la CMCP.
- La existencia de un valor promedio único, o de un rango determinado aplicable a un grupo de corrientes depende de las condiciones hidrológicas y la estabilidad del cauce. Es decir que deben buscarse generalizaciones dentro de grupos de datos homogéneos en cuanto al clima y el régimen hidrológico.

- Los resultados no son completamente concluyentes, pero permiten hacer algunas generalizaciones para cauces aluviales estables con cuencas húmedas y escurrimientos permanentes. Para otros tipo de cauces aún no se tienen datos suficientes, pero se conoce el tipo de resultados esperados.
- Ya que las generalizaciones que presenta este método se basan en el análisis de datos que suponen la equivalencia del gasto formativo con la CMCP o el gasto dominante, en sentido estricto no se trata de un método por sí solo sino de una extensión de los otros criterios.

En resumen, el uso de un  $T$  igual a 1.5 años (como representativo de un rango de 1 a 2 años) sólo puede aplicarse en cauces aluviales y estables en que las condiciones de su cuenca permitan un escurrimiento perenne durante todo el año. En estos casos puede cumplirse la hipótesis de que el gasto formativo es equivalente al gasto de la CMCP y a la vez al gasto dominante.

En la generalidad de los casos, donde el cauce aluvial puede ser o no estable y cada cuenca incide particulares características hidrológicas, la recurrencia del gasto formativo debe estar comprendida en un intervalo de  $T$  que refleje la frecuencia de los eventos encargados de la formación del cauce en esa región. Por lo tanto este método debe usarse preferentemente para comparaciones entre escurrimientos que pueden ser influyentes en la formación, en lugar de ser un criterio determinista.

#### 2.2.4 Gasto dominante $Q_{DOM}$

Los criterios descritos no toman en cuenta explícitamente la erosión y el depósito, que son variables importantes en el proceso de equilibrio dinámico. En el caso del gasto dominante, el gasto formativo se obtiene en función del transporte de sedimentos por el fondo, interpretado como un parámetro físico que describe la modificación de las fronteras sólidas.

Se atribuye a Wolman y a Miller la introducción del criterio generalizado del gasto dominante, basándose en la hipótesis de que el gasto más influyente en la formación de un cauce es aquel que conjunta las características de magnitud y recurrencia que lo hacen "más efectivo" para transportar la mayor cantidad de sedimento [Biedenharn & Copeland, 2000].

La evidencia material de la hipótesis del gasto dominante la presentó la capacidad del cauce principal, al encontrar que en cauces aluviales estables el gasto más efectivo y la CMCP eran similares [Wolman & Miller, 1960] y [Andrews, 1980] citado en [Hey & Heritage, 1988]. Lo que permite suponer que una vez que el cauce ha ajustado sus grados de libertad a una condición de equilibrio dinámico, se manifiesta un estado de eficiencia congruente entre el transporte de

sedimentos, la capacidad del cauce y el régimen de escurrimientos. En consecuencia este criterio puede ser un buen indicador del gasto formativo [Hey & Heritage, 1988].

Este criterio es el más racional de todos porque analiza las características del régimen hidrológico al tomar en cuenta todos los gastos, sus tasas de transporte y la influencia que tienen. Lo que también lo hace más versátil para el pronóstico del comportamiento del cauce, al determinar las condiciones dominantes sobre las que está sujeto el canal natural.

Para calcular al gasto dominante se requiere mayor cantidad de datos: registros hidrométricos, registros de sedimentos, análisis granulométricos del material que compone las fronteras sólidas, secciones transversales del cauce y relaciones gasto contra elevación [Maza & García, 1996] y [Biedenharn & Copeland, 2000]. Es recomendable que los datos se hayan obtenido de manera directa, preferentemente en una estación de aforo. En caso de no contar con ningún tipo de datos en el tramo estudiado se recomienda realizar aforos durante, al menos, un año completo para conocer mejor el escurrimiento  $Q$ , la profundidad del mismo  $h$  y en lo posible los sedimentos del fondo  $Q_s$ . Aunque también pueden generarse registros sintéticos [Biedenharn & Copeland, 2000].

Generalmente el dato faltante usual es el aforo de sedimentos y por lo regular se hace uso de alguna expresión de transporte de sedimentos del fondo [Maza & García, 1990]; éste se acostumbra manejar como una función del escurrimiento y la elevación del nivel del agua  $h$ . Otro dato faltante puede ser el registro hidrométrico, de acuerdo a las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, es necesario contar con al menos de 10 a 20 años de registros para asegurar que el rango de escurrimientos morfológicamente significantes queden representados [Biedenharn & Copeland, 2000].

Otra recomendación importante consiste en la duración de los datos hidrométricos, por lo general se acostumbra el uso de gastos medios diarios [Maza & García, 1996], aunque ello sólo es justificable en ríos grandes donde las variaciones instantáneas del escurrimiento respecto al valor medio son prácticamente insignificantes. En corrientes pequeñas el gasto pico diario puede durar sólo unas cuantas horas y ser mayor que el gasto medio. Por lo tanto, el tiempo base a usar de los registros hidrométricos debe ser lo suficientemente pequeño que se asegure que eventos de relativa duración corta y magnitud grande queden representados [Biedenharn & Copeland, 2000]. Esta recomendación es difícil de llevar a cabo completamente en México, ya que por lo general los escurrimientos medios diarios son los datos con menor duración en los registros hidrométricos de tal forma que puedan usarse de manera consistente durante largos periodos de tiempo.

Los orígenes de error más frecuentes al aplicar este método son:

- Ecuaciones de transporte de sedimentos e implicaciones del paradigma hidráulico (inicio del movimiento, análisis de sedimentos de cualquier característica de granulometría y respuesta mecánica). Ya que son atribuibles al estudio general de la hidráulica y no al concepto del gasto formativo, el error puede reducirse en la medida en que se cubran los requisitos de aplicación y las teorías sean válidas.
- Parámetros hidráulicos y geométricos: área, radio hidráulico y tirante medio; siendo referidos a una sección específica del cauce sin advertir que el cauce es estable o no. Este error no ha sido revisado lo suficiente pero es muy importante. Si la sección está experimentando cambios a lo largo del tiempo (a una escala muy pequeña, por ejemplo cada año) rigurosamente las relaciones de los parámetros geométricos sólo son validas por un periodo de tiempo limitado.
- Longitud del registro usado. Esto se refiere principalmente a la cantidad suficiente de datos para que reflejen la acción del hidrograma durante un periodo de tiempo, pero también al uso de datos que no pertenezcan al régimen hidrológico actuante en el momento del análisis. Un ejemplo de ello es el uso indistinto de datos antes y después de un suceso que afecta claramente la cantidad y calidad del escurrimiento, como la construcción de una presa. Para reducir este posible error se recomienda revisar el comportamiento que los escurrimientos presentan a lo largo del tiempo para identificar alteraciones que permitan descartar grupos de datos y no mezclar grupos diferentes. Actualmente no existe una metodología establecida para ello.

#### 2.2.4.1 Principio de Wolman y Miller del gasto efectivo

Este principio fue presentado en 1960 como una propuesta de análisis de la formación de las características del paisaje físico, dictado por la magnitud y recurrencia de las fuerzas que conducen los procesos geomorfológicos [Wolman & Miller, 1960] citado en [Hey & Heritage, 1988] y [Tilleard, 2001]. Los autores presentaron resultados de un grupo de ríos en los Estados Unidos y concluyeron que los eventos de intensidad moderada en lugar de inundaciones de magnitud inusual eran los eventos efectivos en la formación de las formas aluviales que observaron.

La manera en como identificaban a la magnitud más efectiva era mediante la aplicación de su modelo general aplicado al análisis de cauces naturales. El que se aprecia en la figura 2.2:

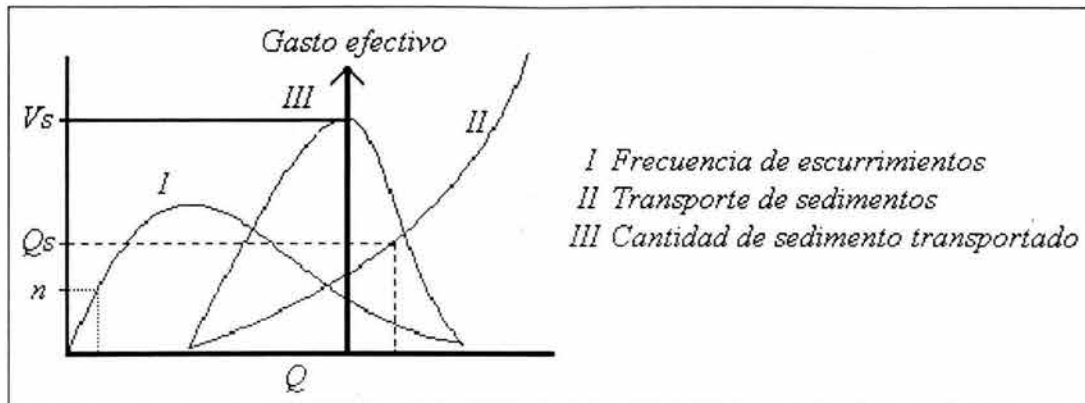


Figura 2.2 Modelo general de Wolman y Miller para la obtención del gasto efectivo.

El modelo general se construye con tres curvas. La curva de frecuencias del escurrimiento (I) que representa la distribución de los escurrimientos que se presentan en el periodo de tiempo considerado (similar a un histograma de frecuencias). La curva de transporte de sedimentos (II) que muestra la cantidad de material que es transportado respecto a la categoría de gasto correspondiente (es decir una gráfica de gasto contra transporte de sedimentos, en la que existen gastos que no producen transporte). Y la curva de cantidad de sedimentos (III), la que es el producto de las curvas I y II y representa el volumen de material movido durante todos los días (o momentos) en que se presentó el escurrimiento que realizaba transporte. En la curva III se observa que existe un valor máximo el cual es el escurrimiento que transporta la mayor cantidad de sedimento en el periodo de tiempo considerado, al que llamaron gasto efectivo.

#### 2.2.4.2 Criterio de Schaffernack modificado o del USBR

Presentado originalmente en 1950 [Schaffernack, 1950] citado en [Garde & Raju, 1985] y posteriormente modificado por el USBR [Maza & García, 1996], establece como gasto dominante a aquel que durante los días en que se presenta a lo largo del año, transporta el mayor volumen de sedimentos. Schaffernack tomó inicialmente en cuenta el arrastre en la capa de fondo y posteriormente al transporte total de fondo. El USBR consideró sólo las partículas de arena o mayores, es decir al transporte con material de fondo con  $D > 0.062$  mm. Propone construir las siguientes figuras:

- Curva de frecuencias contra gasto líquido. Se puede trabajar con los gastos medios diarios. Para ello se divide el rango total de los gastos medios diarios en varios intervalos. El cálculo se realiza: o con el número de días en que ocurren gastos de cierta magnitud (dentro de cada intervalo) o con la frecuencia (adimensional) relativa de los mismos. Por simplificación



conviene el primero. Los gastos instantáneos extremos como el pico de una avenida suelen no quedar representados en esta curva, ya que se trabajan con gastos medios diarios que representan el escurrimiento promedio de un día (generalmente una sola medición o tres a distintas horas), algunos autores recomiendan usar un periodo de tiempo lo suficientemente menor a un día (horas) para poder representar los eventos de alta magnitud y baja recurrencia en el conjunto de datos; también sugieren un manejo adimensional en la curva (%) respecto del total, gráfica de curvas con histogramas y con curvas.

- Curva de gastos líquidos contra gastos sólidos. Esta curva se construye utilizando el método de Engelund, Einstein o Shields por ejemplo [Maza & García, 1996], o cualquier otro que permita obtener el transporte total de fondo. Téngase en cuenta que en ríos con material grueso existe un gasto líquido por debajo del cual no hay transporte de sedimentos.
- Curva de gastos líquidos contra volumen de sedimentos transportado. El gasto sólido correspondiente al gasto líquido medio de cada intervalo se multiplica por el número de segundos que hay en los días en que el gasto líquido se presenta. En otras palabras se multiplica lo indicado en el punto dos por lo del punto uno.

Siguiendo estas mismas ideas, Schaffernack presenta algunas expresiones para facilitar el cálculo. Así, por ejemplo, se tiene:

$$Q_{DOM} = \frac{\int_0^T Q_{BT} Q dt}{\int_0^T Q_{BT} dt} \quad (8)$$

o bien

$$Q_{DOM} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{BTi} Q_i n_i}{\sum_{i=1}^N Q_{BTi} n_i} \quad (9)$$

#### 2.2.4.3 Criterio de NEDECO

De manera similar al criterio de Schaffernack, se construyen curvas de frecuencias, sólo que en este caso se prefiere trabajar con el tirante asociado al gasto dominante [NEDECO, 1959] citado en [Maza & García, 1996].

$$d_d = \frac{\sum_{i=1}^N d_i Q_{BTi} n_i}{\sum_{i=1}^N Q_{BTi} n_i} \quad (10)$$

#### 2.2.4.4 Criterio de Komura

Komura [Komura, 1969] citado en [Maza & García, 1996] hace un análisis similar, pero señala que si es difícil trabajar con gastos diarios se puede trabajar con gastos medios mensuales si se tienen datos durante varios años.

$$Q_{DOM} = \frac{\sum_{i=1}^m Q_{mi} Q_{BTmi}}{\sum_{i=1}^m Q_{BTmi}} \quad (11)$$

Komura simplificó aún más el cálculo al suponer que el gasto total de sólidos depende del gasto líquido elevado a una constante, cuando el flujo tiene suficiente capacidad de arrastre, es decir:

$$Q_{BT} = \alpha Q^\beta \quad (12)$$

Si se sustituye la ecuación (12) en la ecuación (11) se obtiene:

$$Q_{DOM} = \frac{\sum_{i=1}^m \alpha Q_i^{(1+\beta)}}{\sum_{i=1}^m \alpha Q_i^\beta} \quad (13)$$

$$Q_{DOM} = \frac{\sum_{i=1}^m Q_i^{(1+\beta)}}{\sum_{i=1}^m Q_i^\beta} \quad (14)$$

Komura obtuvo los siguientes valores para  $\beta$ :

- Si el transporte en la capa de fondo es el más importante es igual a 1.0
- Si el transporte en el fondo y suspensión son similares es igual a 1.5
- Si el transporte en suspensión es dominante es igual a 2.0

En la mayoría de los ríos de planicie el transporte de sedimentos se realiza principalmente en suspensión, por lo que  $\beta$  deberá considerarse cercano a 2. Este esquema guarda similitud con las expresiones del tipo régimen.

#### 2.2.4.5 Criterio de Altunin

Algunos autores consideran que debido a las grandes variaciones que puede tener el gasto a lo largo del año, deben tomarse varios gastos formativos [Maza & García, 1996] propuso que si un río tiene agua todo el año se obtenga un primer gasto dominante considerando el año completo y un segundo gasto dominante considerando únicamente los meses de la época de lluvias. La expresión a usar en ambos casos es la siguiente.

$$Q_{DOM} = \frac{\sum_{i=1}^m (Q_{ip} Q_{BTip}) Q_o}{100 \sum_{i=1}^m Q_{BTip}} \quad (15)$$

$$Q_o = \frac{\sum Q_{mi}}{m} \quad (16)$$

La idea de Altunin es interesante ya que establece considerar varios gastos formativos, uno para todo el año y otro para la época de lluvias; este planteamiento permite establecer la influencia de un determinado orden de escurrimientos para cada estación del año.

#### 2.2.4.6 Criterio de Maza y García

Propuesto por Maza y García [Maza & García, 1996], plantea un manejo diferente del criterio del gasto efectivo. Si se disponen de gastos medio diarios se procede de la siguiente manera:

- Se determina el rango de variación normal de los gastos medios diarios y se divide en 10 o 20 intervalos de clase, para trabajar con el gasto medio de cada intervalo o  $Q_i$ .
- Se cuentan los días en que el gasto medio diario cae dentro de cada intervalo. El cálculo se puede hacer para un año preseleccionado, aunque se recomienda hacerlo con todos los datos disponibles. Puede ocurrir con frecuencia que al analizar los datos, algunos excedan el rango establecido. Ya que usualmente son muy pocos, con gastos muy grandes conviene tomarlos por separado, tratándolos igual que a los intervalos de clase, pero con duración de un día cada uno y asignándoles el valor registrado de  $Q$  a éstos se les llama  $Q_j$

- Se obtiene o se asocia para cada gasto  $Q_i$  y gastos fuera del rango o  $Q_j$ , el tirante y pendiente de la pérdida de carga correspondiente.
- Se determina la condición crítica de arrastre, sobre todo en ríos acorazados. Con ello se conoce el tirante crítico  $d_c$  y el gasto medio diario crítico  $Q_c$ .
- Se descartan todos los intervalos de clase en que el gasto medio de ellos sea menor que el gasto crítico.
- Se calcula el transporte total de fondo  $Q_{BTi}$  asociado al gasto medio de cada intervalo de clase, en los que  $Q_i \geq Q_c$  y para los gastos más grandes fuera del rango.
- Se obtiene el volumen de sedimentos transportado  $\forall_i$  asociado a cada intervalo de clase y para cada gasto en exceso (estos últimos sólo ocurren un día). Para ello, se multiplican el número de días  $n_i$  de cada intervalo por  $Q_{BTi}$  y por 86 400 que son los segundos contenidos en un día.

$$\forall_i = 86400 \cdot n_i \cdot Q_{BTi} \quad (17)$$

$$\forall_j = 86400 \cdot Q_{BTj} \quad (18)$$

- Se calcula el volumen total de sedimentos transportados  $\forall_T$  en el periodo analizado.

$$\forall_T = \sum^i \forall_i + \sum^j \forall_j = 86400 \cdot \left( \sum^i Q_{BTi} n_i + \sum^j Q_{BTj} n_j \right) \quad (19)$$

Normalmente  $n_1 = n_2 = n_3 \dots n_j = 1$  día y  $n_i$  es el número de días de cada intervalo en que  $Q_i \geq Q_c$ .

- Se obtiene la suma de todos los días y segundos del periodo analizado.

$$T_T = 86400 \left( \sum^i n_i + \sum^j n_j \right) \quad (20)$$

- Se divide el volumen total de material transportado  $\forall_T$  entre  $T_T$ , con lo que se conoce el transporte de sedimentos medio  $Q_{BTm}$  del periodo analizado.

$$Q_{BTm} = \frac{\sum^i Q_{BTi} n_i + \sum^j Q_{BTj} n_j}{\sum^i n_i + \sum^j n_j} = \frac{\forall_T}{T_T} \quad (21)$$

- Se calcula el gasto líquido  $Q_{DOM}$ , asociado a ese  $Q_{BTm}$ ; dicho valor es el gasto dominante.

Algunas recomendaciones al aplicar alguno de los criterios consideran tomar en cuenta sólo gastos de transporte, ya que tomar en cuenta todos los gastos del año puede producir un gasto formativo pequeño [Maza & García, 1996] [Maza *et al*, 1981].

Ningún criterio del gasto dominante supone que el cauce sea estable a priori. Por ello se considera que su aplicación no se limita cauces estables, y puede ser aplicado también a cauces en proceso de evolución [FISRWG, 1998] y diseño [Hey & Heritage, 1988], aunque los resultados son más confiables si el cauce es estable [Copeland *et al*, 2000]. Por lo tanto es importante identificar el comportamiento que el régimen de escurrimientos tiene a lo largo del tiempo en el cauce, para evaluar las condiciones de tramo estudiado y definir si éste atraviesa por una etapa de equilibrio dinámico o morfológico antes de calcular al gasto formativo.

#### 2.2.4.7 Distinción entre los términos gasto efectivo y gasto dominante

Los criterios de cálculo del gasto formativo que analizan la frecuencia y la magnitud del escurrimiento y hacen uso del transporte de sedimentos se pueden llamar de distintas maneras: gasto efectivo [Tilleard, 2001], gasto característico, gasto representativo [Bray, 1975] o gasto determinante [Martín, 1997]. En México y otros países de habla hispana, estos criterios son identificados con el nombre de gasto dominante [Maza & García, 1996], aunque en otros países se usa gasto efectivo [Copeland *et al*, 2000] y [Tilleard, 2001].

El uso de cualquiera de estos dos nombres es correcto si se refiere al nombre usado para el grupo de criterios que analizan el hidrograma anual junto con un parámetro físico de formación. Sin embargo, si se considera la forma como sintetizan la acción del hidrograma anual puede hacerse una distinción entre dos grupos de variantes, en cuyo caso no es válido hacer uso de gasto efectivo y gasto dominante como sinónimos.

Si se revisa la teoría del criterio propuesto por Wolman y Miller [Wolman & Miller, 1960], se observa que el gasto que identifican es el más efectivo en el transporte de sedimentos al transportar la mayor cantidad en el tiempo. Este valor representa una magnitud máxima o "modal" que de escurrir de manera constante durante el mismo periodo de tiempo puede transportar la misma cantidad de sedimento que el hidrograma. De todos las variantes de los criterios revisados, únicamente el propuesto por Maza y García difiere con esta naturaleza "modal".

La metodología propuesta por Maza y García consiste en usar el hidrograma de la corriente, calcular el gasto sólido que transportan los gastos medios diarios, calcular el volumen total de transporte y dividirlo entre el periodo de tiempo considerado, de manera que se calcula un gasto sólido al que existe un gasto líquido asociado al que se le llama dominante [Maza & García, 1996]. Este valor representa una magnitud promedio o "media", que de escurrir de manera constante

durante el mismo periodo de tiempo transportaría la misma cantidad de sedimentos que el hidrograma.

Considerando lo anterior se propone utilizar la expresión gasto efectivo para el grupo de criterios que conciernen al análisis de la magnitud y la frecuencia de los escurrimientos del hidrograma y que sintetizan un "resultado modal", y llamar gasto dominante a los criterios similares al propuesto por Maza y García que se diferencian por la síntesis de un "resultado medio" del hidrograma.

La diferencia en los resultados de ambos grupos de criterios se detalla en los capítulos 3 y 4. En lo consiguiente el gasto dominante se referirá al criterio del gasto formativo que recrea la acción del hidrograma mediante la obtención de un valor medio, y al gasto efectivo como el que también recrea la acción del hidrograma pero con un valor máximo. Aclarándose que tal distinción obedece al tipo de análisis de los datos, y es independiente del nombre del método general que en México recibe el nombre de gasto dominante.

#### 2.2.5 Discusión sobre la aplicación de los criterios de cálculo

Generalmente el estudio del gasto formativo y la aplicación de sus criterios de cálculo se ha concentrado a corrientes aluviales con escurrimiento permanente y cuencas de clima semiárido a húmedo. Ello ha contribuido a la validación de sus metodologías y su uso para la descripción de las condiciones actuantes en el cauce, pudiendo ser útil para fines de conservación, así como contribuir al entendimiento de los procesos formativos y en consecuencia a aplicaciones derivadas como el diseño natural de cauces estables.

En los casos en que el cauce no es estable, la aplicación de ciertos criterios no ofrece resultados consistentes, particularmente con los métodos de la capacidad máxima del cauce principal y el periodo de retorno. Ello se debe a que existe una inconsistencia conceptual entre la teoría que los fundamenta y la naturaleza de los procesos que operan en el cauce cuando ajusta sus grados de libertad. Por ello, en esos casos, dichos criterios no deben usarse para calcular el gasto formativo, aunque bien pueden servir como indicadores de las condiciones que el tramo presenta.

Para extender el campo de aplicación del gasto formativo, de tal manera que pretenda explicar la formación de un cauce natural sin depender de la estabilidad que presente, es necesario indicar las limitaciones que cada criterio puede tener al aplicarse en los casos posibles que se presenten en la naturaleza. A continuación se presentan algunas reflexiones al respecto sobre el criterio de la CMCP y gasto asociado con un periodo de retorno.

Si se considera el tramo de un cauce en equilibrio que está sujeto a la acción de un nuevo régimen de escurrimientos puede que aumente, disminuya, o no varíe sus dimensiones. Si existiera variación, puede suponerse que tendrá la misma tendencia que el nuevo régimen de escurrimientos actuante tiene respecto al régimen anterior: aumentará sus dimensiones si el gasto formativo crece y reducirá sus dimensiones si el gasto formativo decrece.

Lo anterior está sujeto a que el nuevo régimen actúe lo suficiente en el cauce para que se vea reflejado en la geometría del canal. Puede darse el caso en que el nuevo régimen ya esté actuando pero el cauce aún no haya ajustado completamente sus dimensiones. Ante esta situación cualquier estimación del gasto formativo sujeta a la CMCP sería errónea.

Replanteando el ejemplo anterior en el que existe un nuevo régimen hidrológico actuante, al analizar los eventos máximos anuales (con los que se calcula  $Q_T$ ) puede correrse el riesgo de considerar datos de escurrimiento provenientes tanto del régimen actuante anterior como del presente. Ello puede influir en la magnitud del gasto asociado con un periodo de retorno fijo, realizando una sobrestimación o subestimación del gasto formativo. Si por otro lado se decide excluir datos del régimen hidrológico anterior, y trabajar únicamente con los actuales puede correrse un número limitado de datos que restaría certidumbre a las nuevas estimaciones.

Retomando el estudio de cauces con equilibrio morfológico, el único criterio aplicable es el del gasto dominante ya que se enfoca en el análisis de la relación del hidrograma con la formación del cauce. Su teoría también tiene ciertas implicaciones que deben examinarse, como la forma de sintetizar el hidrograma, y la manera en que se relaciona un parámetro físico con el proceso de formación de todo el cauce.

En el enfoque convencional el hidrograma se sintetiza de dos maneras, ya sea con un resultado de tipo modal o de tipo medio que representan los rangos de escurrimientos en los que se modifica o conserva un cauce. En lo concerniente al proceso físico de formación, el transporte de sedimentos en el fondo del cauce se supone como el que describe la modificación de todas las fronteras sólidas del cauce. Por lo tanto las condiciones de optimalidad (gasto efectivo) y permanencia (gasto dominante) se obtienen a partir de datos referidos a una frontera sólida (fondo) pero no todas (márgenes).

Estrictamente, el gasto obtenido es el gasto efectivo o dominante del fondo del cauce, y aunque tiene influencia directa en la formación de la pendiente del fondo, e indirecta en la profundidad, no

puede decirse lo mismo para las márgenes es decir el ancho del canal. Ello obedece a la suposición de que la frontera del fondo es la más importante en la formación. En corrientes donde el ancho del cauce es mucho más grande que su profundidad (como ocurre en muchas corrientes naturales) puede aceptarse esta simplificación.

Esto no siempre es completamente correcto, ya que puede incurrirse en un error de apreciación al considerar que el gasto formativo del cauce es únicamente aquel que equivale a una condición de optimalidad (gasto efectivo) o permanencia (gasto dominante) relativa a una frontera sólida. Lo que puede explicar en parte porque en algunos cauces estables el gasto formativo calculado con la CMCP no coincide con el gasto efectivo o dominante.

Un cauce compuesto por el mismo tipo de material en todas sus fronteras puede tener de uno a tres grados de libertad, pero tendrá un sólo gasto dominante ya que la respuesta del material a la acción del escurrimiento será la misma. En la mayoría de las cauces naturales el material que compone al fondo es diferente al de sus márgenes, como ocurre en cauces con fondos de material granular y márgenes de material cohesivo. Potencialmente se tendrán dos gastos dominantes para cada frontera sólida.

Puede presentarse el caso más extremo, en el que cada una de las márgenes y el fondo están compuestos de materiales diferentes. El canal puede tener de uno a tres grados de libertad pero potencialmente tres gastos dominantes diferentes. En cualquier caso puede analizarse la recurrencia de todos los gastos dominantes de cada frontera sólida y deducirse cuales, al ser más frecuentes, tendrán mayor posibilidad de inducir cambios en el cauce, éstos tendrán mayor relación con el gasto formativo.

No existe un procedimiento generalizado que permita evaluar a priori el escurrimiento más influyente en la formación del cauce, si al calcular el gasto dominante de todas las fronteras sólidas se encuentra que sus resultados no son similares, como consecuencia directa de la presencia de diferentes materiales. Tampoco debe olvidarse que el gasto formativo de todo el cauce puede no ser el gasto dominante de cada frontera sólida, ya que por definición el gasto formativo es una propiedad del flujo actuante, siendo el análisis de las fronteras sólidas un método indirecto de su acción en el cauce.

Lo anterior no constituye elementos que descarten la validez del gasto dominante, pero establece la importancia de la idea de considerar en el análisis de la formación del cauce a más de una



frontera sólida, lo que no ha sido suficientemente revisado en años recientes (dentro del contexto del gasto formativo).

#### 2.2.6 Conclusiones

El gasto formativo es un concepto teórico y un modelo de simplificación que sintetiza el régimen de escurrimientos para estudiar el proceso formativo de cauces naturales. Por ahora no existe un método exacto de cálculo que logre recrear la acción del régimen hidrológico en un tramo del cauce, pero se cuenta con diferentes criterios de cálculo.

La experiencia obtenida establece que el gasto formativo es aplicable a cauces aluviales y estables que tienen la propiedad de cambiar su geometría pero que no varían su forma y dimensión a lo largo del tiempo. La evaluación de estabilidad debe hacerse estableciendo la escala de tiempo adecuada y la precisión en la medición de las dimensiones del canal natural.

En cauces de ambientes áridos, donde el escurrimiento es generado por tormentas locales de alta intensidad y la ausencia de vegetación permite que el cauce se modifique ante la acción de cada evento de gran magnitud, el concepto no es generalmente aplicable [Biedenharn & Copeland, 2000]. Sin embargo, no se descarta la aplicación del gasto formativo a cauces con estabilidad morfológica ya que puede ser un parámetro útil para la predicción de la respuesta de un cauce natural. Se excluyen los cauces labrados en roca.

Las metodologías de cálculo del gasto formativo pueden clasificarse en tres grupos: capacidad máxima del cauce principal (CMCP), gasto asociado con un periodo de retorno y gasto dominante. El primer grupo sólo se aplica a cauces con estabilidad estática o dinámica ya que supone que su capacidad máxima es equivalente al gasto formativo. Requiere de la recabación de datos recientes de campo como la planimetría y la batimetría de sus secciones transversales, y es recomendable la inspección "in situ" de la elevación a la cual el río desborda a sus planicies. El uso de este criterio es útil para establecer comparaciones con otros (gasto dominante principalmente), ya que permite identificar si el escurrimiento formativo actual de un tramo ha aumentado o disminuido en relación a la evidencia física histórica.

El segundo grupo de criterios no presenta un valor único (constante) que sea consistente para cualquier tipo de cauce o condición hidrológica y sólo debería usarse en cauces con estabilidad estática o dinámica. Se recomienda dejar de aplicarlo como un criterio determinista y usarlo como

una técnica para comparar la recurrencia de los resultados de otros métodos, con el objeto de discernir si se encuentran en rangos razonables para la condición hidrológica del cauce.

El tercer grupo teóricamente el único aplicable a todo tipo de corriente (con estabilidad estática, dinámica o morfológica), ya que examina la formación del cauce desde el punto de vista hidráulico y mediante el análisis de la acción del hidrograma (causa) en lugar de la evidencia de campo en la forma de la CMCP (efecto). La manera en como sintetiza la acción del hidrograma es mediante un resultado de naturaleza modal (gasto efectivo) o media (gasto dominante). En una corriente completamente estable ambas síntesis producen resultados similares, la variación entre ellas obedece a una condición de ajuste en la que la superioridad de la magnitud del gasto efectivo sobre el dominante, o viceversa, describe una tendencia de aumento o disminución de las dimensiones del cauce.

Se recomienda que el uso de un valor del gasto formativo se decida tras la aplicación de todos los criterios aplicables, mediante una comparación entre ellos, y con conocimiento de causa de las implicaciones de sus resultados y la finalidad que el mismo tendrá. La magnitud del gasto formativo debe interpretarse como un valor representativo de un rango de escurrimientos en lugar de un gasto único, dicho tratamiento es más congruente con el proceso natural de formación.

## **Capítulo 3 Aplicación de enfoques convencionales a corrientes del Golfo de México**

### *3.1 Generalidades*

#### 3.1.1 Ríos en estudio

Los ríos son cuatro corrientes naturales de la República Mexicana. Se encuentran dentro de la jurisdicción de la región administrativa X Golfo Centro de la Comisión Nacional del Agua, en las regiones hidrológicas 28 y 29 y desembocan en el Golfo de México escurriendo en su parte baja en su totalidad en el estado de Veracruz (Figura 3.1) y son: el río Papaloapan, el río Coatzacoalcos, el río Jamapa-Cotaxtla, y el río La Antigua, de los cuales tres de ellos con excepción del río La Antigua, se consideran como ríos principales de la vertiente oriental de nuestro país de acuerdo a la carta INEGI de ríos y regiones hidrológicas.

Todos presentan escurrimiento permanente durante todo el año, y basándose en la clasificación de la edad geológica presentan los tres tipos de edades o tipos: juveniles o de montaña, maduros o de transición y viejos o de planicie [Martínez, 2000]. El estudio se limita a la parte aluvial o de planicie, es decir, a las partes bajas cercanas a la costa. La región se caracteriza por la marcada tortuosidad de la corriente, lo que permite asegurar que el material del cauce es de depósito con origen en las partes altas de la cuenca, y que los ríos pueden desbordar sobre sus planicies de inundación las que se encuentran bien identificadas.

La elección de las corrientes se hizo tomando en cuenta la influencia de ellas en la calidad de vida de los habitantes de la cuenca y el desarrollo económico de la región. El impacto ambiental, que el aprovechamiento de los recursos hídricos provenientes del escurrimiento virgen ha generado, ha sido notable en los casos de los ríos Papaloapan y Coatzacoalcos que presentan contaminación de la industria azucarera y petrolera en su escurrimiento; en el caso del río La Antigua existe uso recreativo en su parte montañosa y derivaciones hacia distritos de riego aguas abajo, lo que ha originado contaminación y disminución del escurrimiento; finalmente en el río Jamapa existen obras de toma que abastecen de agua potable a la zona conurbada Veracruz-Boca del Río lo que ha producido una disminución gradual de su nivel, acentuándose esta situación en la época de secas.



Figura 3.1 Ríos en estudio.

## 3.2 Datos de campo

### 3.2.1 Hidrometría

Las cuencas de los ríos tienen estaciones de aforo en los canales principales y en corrientes tributarias de importancia. La red hidrométrica es extensa en el caso de la cuenca del río Papaloapan y más reducida para las demás. La longitud de registros es variable, por lo que se ha decidido trabajar únicamente con aquellas estaciones que actualmente siguen operando y que cuentan con información adicional sobre el cauce aforado (secciones transversales obtenidas entre los años de 1996 y 2001 y granulometría de material del fondo recolectadas en abril de 2003).

Se dio preferencia a los tramos de las corrientes que se hallan en la zona de planicie. En las figuras 3.2, 3.3, 3.4 y 3.5, se muestran esquemas de la ubicación de estaciones hidrométricas y secciones transversales disponibles. Las estaciones hidrométricas a usar, así como la cantidad y el tipo de información que contienen se detalla en las tablas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4.

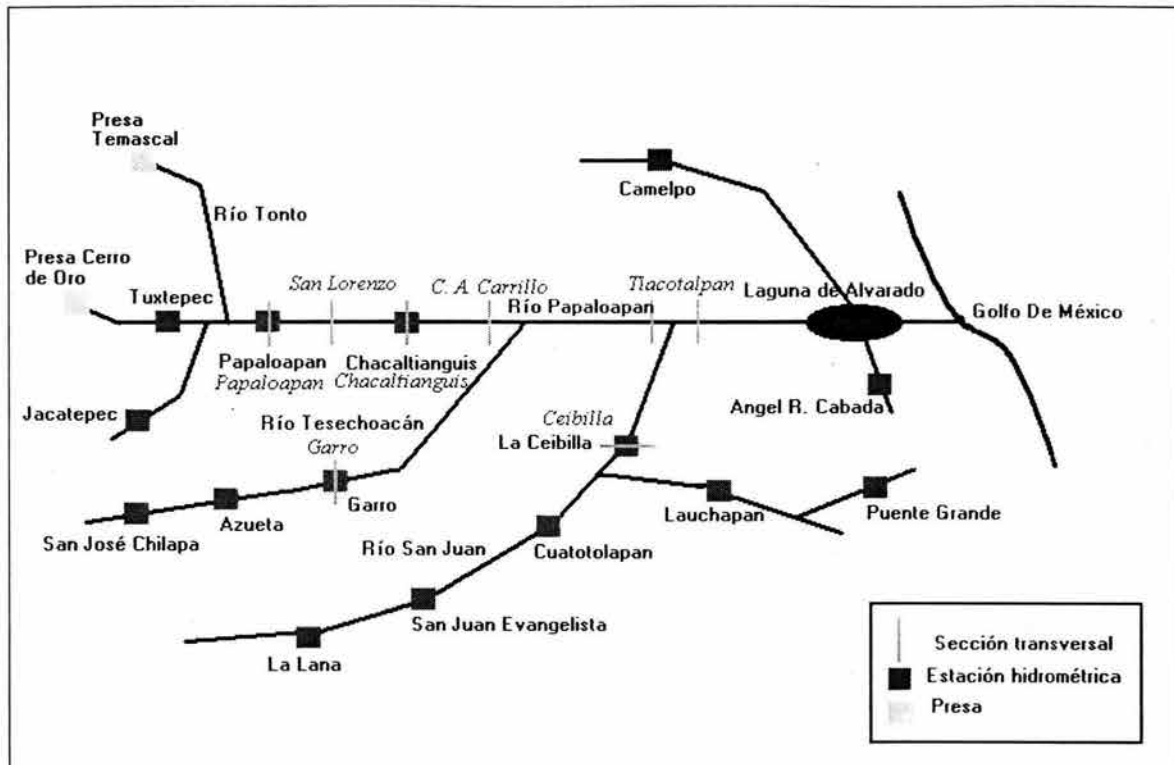


Figura 3.2 Topología de la red de ríos en la cuenca del río Papaloapan.

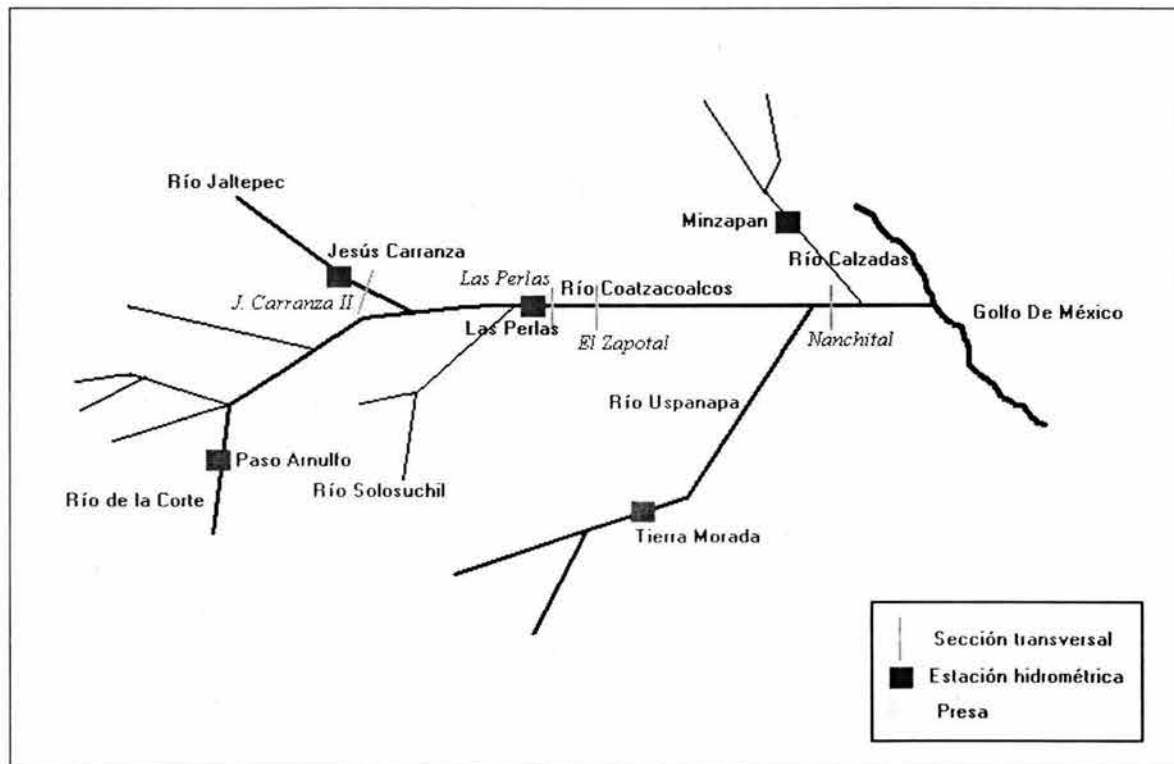


Figura 3.3 Topología de la red de ríos en la cuenca del río Coatzacoalcos.

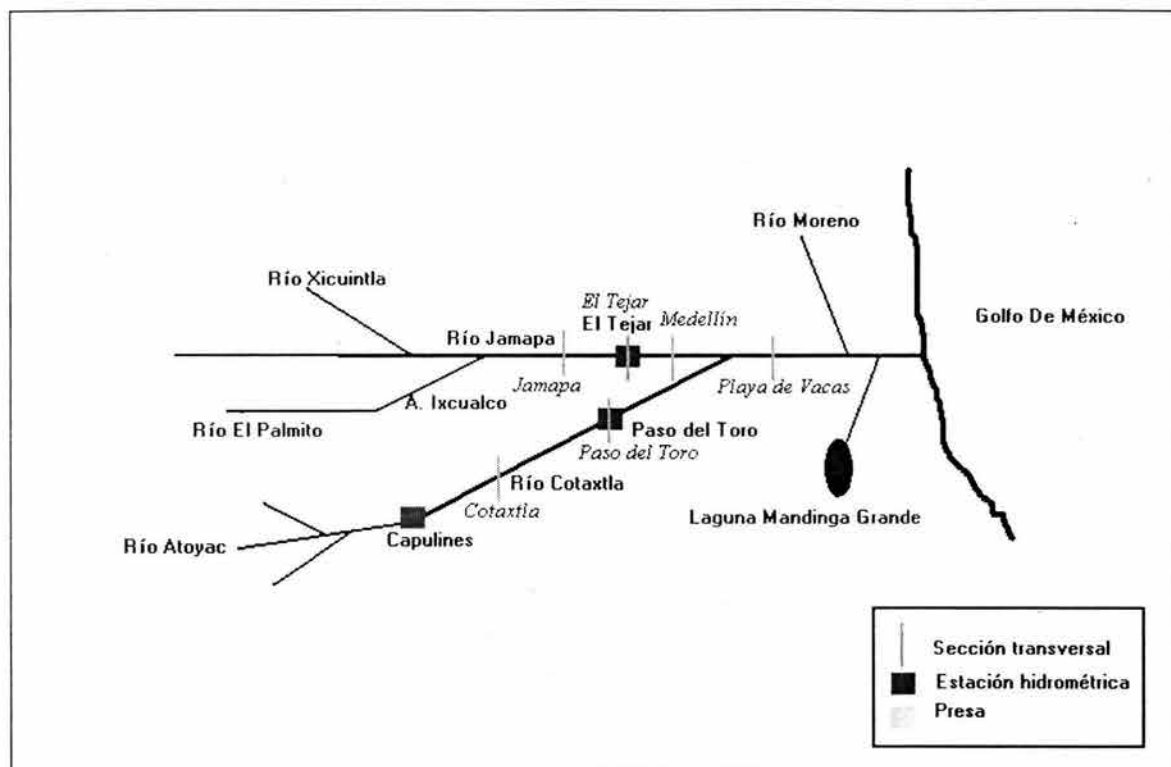


Figura 3.4 Topología de la red de ríos en la cuenca del río Jamapa-Cotaxtla.

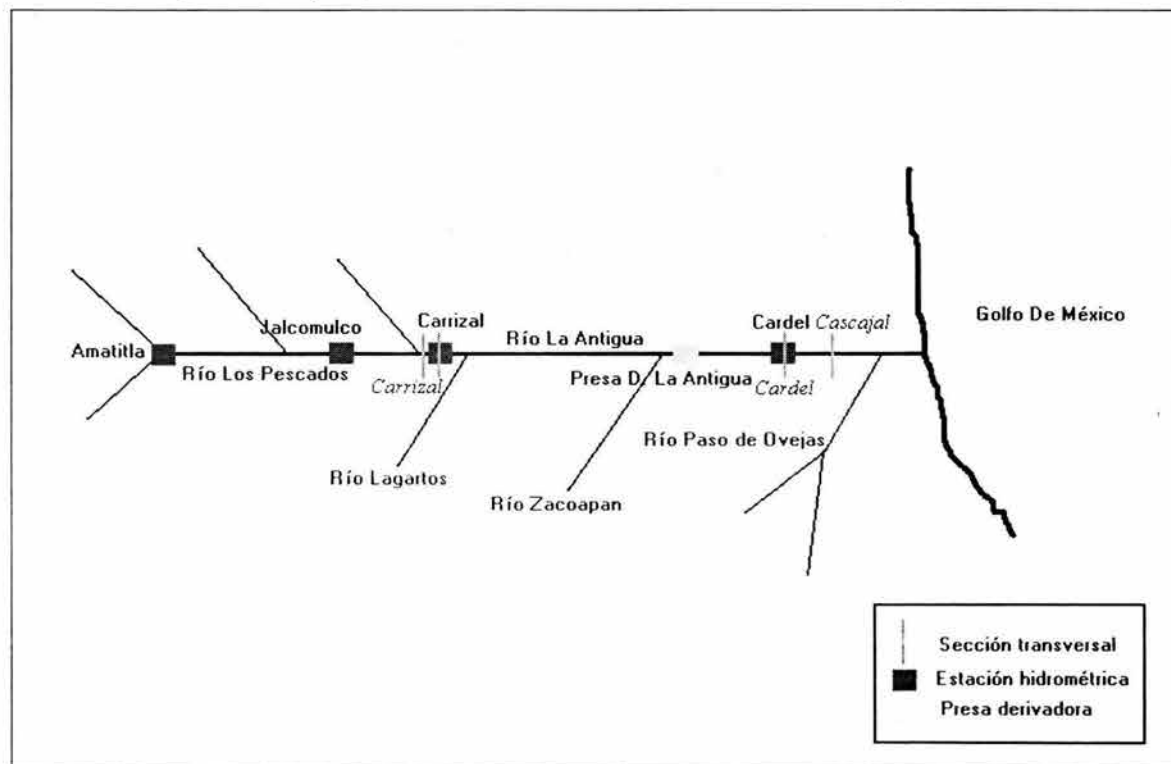


Figura 3.5 Topología de la red de ríos en la cuenca del río La Antigua.

Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

Clave	Estación	Corriente	Hidrometría	Sedimentos
28014	Papaloapan	Río Papaloapan	Hidrometría 597 meses con información y 36 sin información 1947-1999	Sedimentos 185 meses con información 32 sin información 1981-1999
28135	Chacaltianguis	Río Papaloapan	Hidrometría 270 meses con información y 48 sin información 1973-1999	Sedimentos no hay información
28136	Garro	Río Tesechoacan	Hidrometría 282 meses con información y 36 sin información 1973-1999	Sedimentos 192 meses con información y 0 sin información 1981-1997
28153	La Ceibilla	Río San Juan	Hidrometría 204 meses con información 108 sin información 1974-1999	Sedimentos no hay información

Tabla 3.1, Estaciones hidrométricas usadas en el análisis para el río Papaloapan.

Clave	Estación	Corriente	Hidrometría	Sedimentos
29005	Las Perlas	Río Coatzacoalcos	Hidrometría 501 meses con información y 62 sin información 1953-1999	Sedimentos 305 meses con información 58 sin información 1955-1985
29006	Jesús Carranza II	Río Jaltepec	Hidrometría 522 meses con información y 43 sin información 1952-1999	Sedimentos 319 meses con información y 39 sin información 1955-1985

Tabla 3.2 Estaciones hidrométricas usadas en el análisis para el río Coatzacoalcos.

Clave	Estación	Corriente	Hidrometría	Sedimentos
28039	Paso del Toro	Río Cotaxtla	Hidrometría 476 meses con información y 96 sin información 1951-1999	Sedimentos no hay información
28040	El Tejar	Río Jamapa	Hidrometría 578 meses con información y 0 sin información 1951-1999	Sedimentos 456 meses con información y 64 sin información 1966-1999

Tabla 3.3 Estaciones hidrométricas usadas en el análisis para el río Jamapa-Cotaxtla.

Clave	Estación	Corriente	Hidrometría	Sedimentos
28003	Cardel	Río La Antigua	Hidrometría 588 meses con información y 0 sin información 1951-1999	Sedimentos 532 meses con información 1 sin información 1955-1999
28125	Carrizal	Río la Antigua	Hidrometría 403 meses con información y 0 sin información 1966-1999	Sedimentos 376 meses con información y 22 sin información 1966-1999

Tabla 3.4 Estaciones hidrométricas usadas en el análisis para el río La Antigua.

En general no se consideró tener que completar registros mensuales o diarios para análisis estadístico de gastos máximos anuales ya que la cantidad de datos faltantes respecto a los

existentes es pequeña por lo que se supone que los datos considerados representan bien al régimen de escurrimientos.

Los aforos de sedimentos son de carga de lavado o en suspensión únicamente, ya que el estudio se concentra en la influencia del escurrimiento sobre las fronteras sólidas del cauce, se supone que el transporte de sedimentos más importante es el del fondo; por ello los datos disponibles no se consideran de utilidad para el mismo [Maza & García, 1990].

### 3.2.2 Secciones transversales

Las secciones transversales se obtuvieron de levantamientos topográficos de menos de 8 años de antigüedad y fueron realizados por la Región Administrativa X Golfo Centro de la Comisión Nacional del Agua. Muchos de ellos son resultado de estudios de demarcación de zonas federales del cauce y otros se obtuvieron de las estaciones de aforo. Se observaron las hojas de registro de las secciones de aforo de la estaciones hidrométricas y no se encontró un cambio marcado en los últimos 6 años, lo que permite suponer que la evolución de los cambios, que pudieran presentarse en ciertos tramos, es lenta y gradual; para fines prácticos se supone una estabilidad dinámica. Las figuras 3.6 y 3.7, muestran la forma de la sección de aforo de la estación Chacaltianguis.

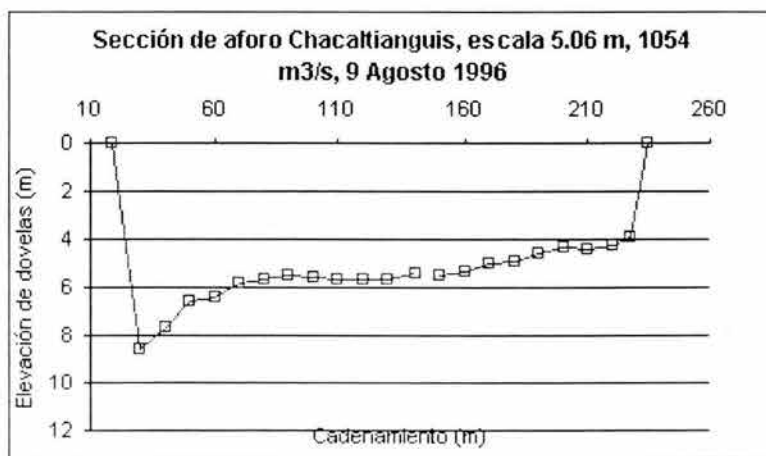


Figura 3.6 Sección de aforo de la estación Chacaltianguis en el río Papaloapan durante 1996.

Un río presenta en su curso muchas secciones donde su ancho y profundidad aumentan o disminuyen de manera irregular, esta variación hace difícil considerar una sola sección transversal como la representativa del tramo; por ello es necesario trabajar con un número adecuado de ellas. La magnitud de ese número debe ser tal que no se tengan tantas secciones que hagan laborioso el



cálculo ni tan pocas que no representen adecuadamente las condiciones del tramo. Esta decisión es subjetiva y dependerá del tipo de estudio que se trate [Copeland *et al*, 2000]. En este caso los tramos son de 500 m a 3 km de longitud, con un número variable de secciones desde 2 hasta 15. La figura 6 muestra un tramo típico a lo largo del cauce del río La Antigua.

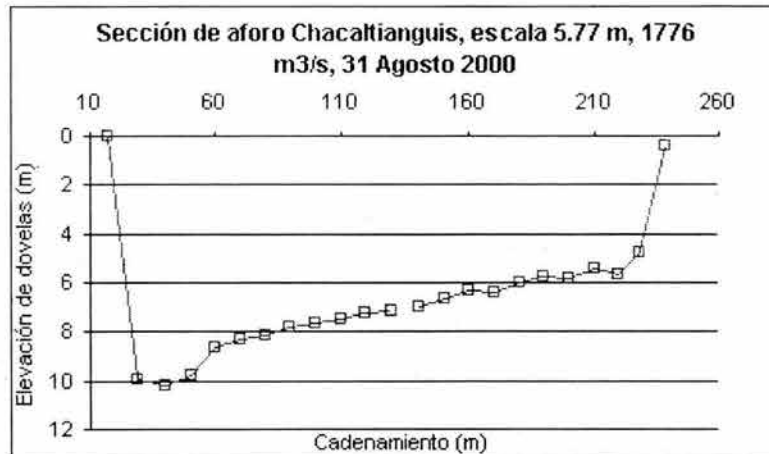


Figura 3.7 Sección de aforo de la estación Chacaltianguis en el río Papaloapan durante 2000.

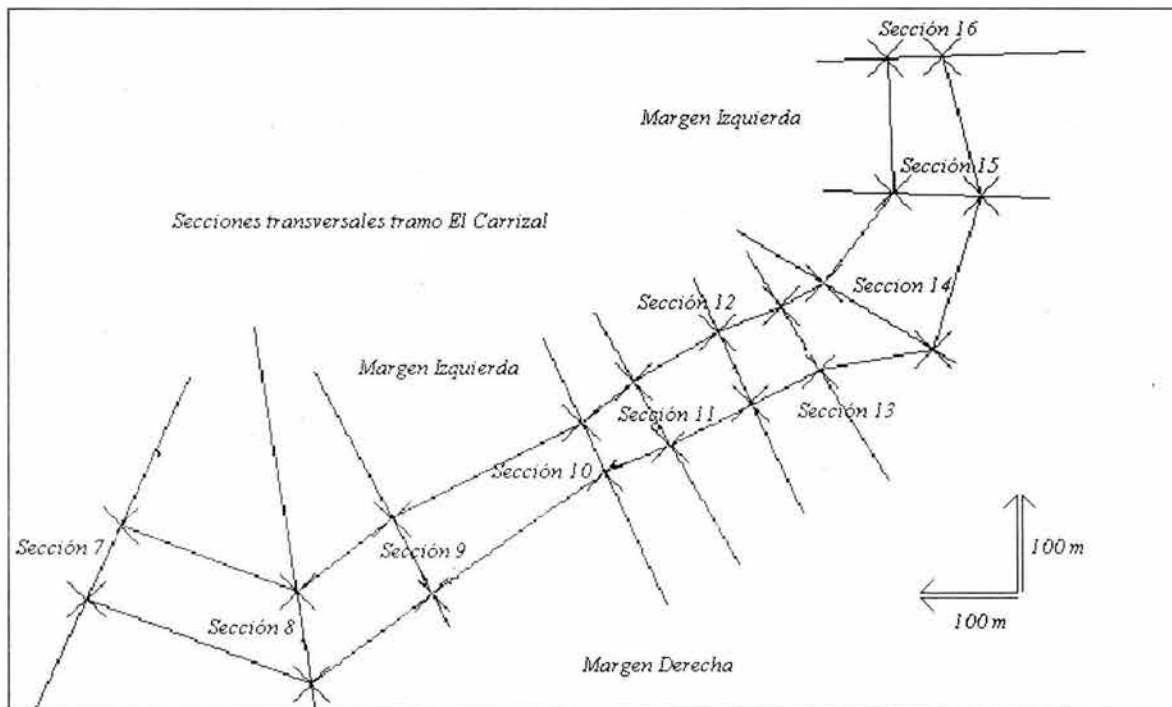


Figura 3.8 Levantamiento del tramo Balneario Carrizal en el río La Antigua.

Con el objeto de simplificar el cálculo se usaron unas cuantas secciones para cada tramo, cuidando representar la variación de la geometría natural. Del total de las secciones disponibles, las usadas para calcular parámetros hidráulicos y geométricos asociados se resumen en las tablas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8 ordenadas de aguas arriba hacia aguas abajo. Las secciones correspondientes a un tramo se identifican por la enumeración romana después del nombre.

Sección	Nombre	Ubicación	Observaciones	Orden
1	Papaloapan	Longitud 96° 06' 15" Latitud 18° 09' 45"	Junto a la sección de aforo, aguas arriba de las secciones siguientes	1
4	San Lorenzo I	Longitud 96° 01' 30" Latitud 18° 13' 0"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 1	2
5	San Lorenzo II	Longitud 96° 01' 30" Latitud 18° 13' 0"	Sección no aforada, 760m aguas abajo de la sección 4	3
2	Chacaltianguis	Longitud 95° 51' 10" Latitud 18° 18' 20"	Junto a la sección de aforo, aguas abajo de la sección 5	4
13	Carlos A. Carrillo	Longitud 95° 45' 10" Latitud 18° 22' 15"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 2, aguas arriba de la confluencia con el río Tesechoacán	5
7	Tlacotalpan I	Longitud 95° 40' 30" Latitud 18° 37' 15"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 13, antes de confluencia con el río San Juan	6
8	Tlacotalpan II	Longitud 95° 40' 30" Latitud 18° 37' 15"	Sección no aforada, 154 m aguas abajo de la sección 7, después de la confluencia con el río San Juan	7
9	Tlacotalpan III	Longitud 95° 40' 30" Latitud 18° 37' 15"	Sección no aforada, 245 m agua abajo de la sección 8	8
14	La Ceibilla	Longitud 95° 26' 30" Latitud 18° 13' 45"	Sección de aforo río San Juan	9
15	Garro	Longitud 95° 33' 45" Latitud 18° 16' 10"	Sección de aforo río Tesechoacán	10

Tabla 3.5 Secciones transversales para la cuenca del río Papaloapan.

Sección	Nombre	Ubicación	Observaciones	Orden
0	Jesús Carranza II	Longitud 95° 03' 15" Latitud 17° 23' 30"	Sección de aforo del río Jaltepec	1
1	Las Perlas	Longitud 94° 52' 00" Latitud 17° 26' 17"	Sección de aforo del río Coatzacoalcos	2
2	El Zapotal I	Longitud 94° 51' 15" Latitud 17° 29' 30"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 1	3
3	El Zapotal II	Longitud 94° 51' 15" Latitud 17° 29' 30"	Sección no aforada, 1879.4 m aguas abajo de la sección 2	4
4	Nanchital I	Longitud 94° 24' 45" Latitud 18° 04' 30"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 3	5
5	Nanchital II	Longitud 94° 24' 45" Latitud 18° 04' 30"	Sección no aforada, 1000 m aguas abajo de la sección 4	6
6	Nanchital III	Longitud 94° 24' 45" Latitud 18° 04' 30"	Sección no aforada, 1000 m aguas abajo de la sección 5	7

Tabla 3.6 Secciones transversales para la cuenca del río Coatzacoalcos.

Sección	Nombre	Ubicación	Observaciones	Orden
1	Jamapa	Longitud 96° 14' 45" Latitud 19° 02' 19"	Sección no aforada, aguas arriba de las secciones siguientes en el río Jamapa	1
3	Cotaxtla I	Longitud 96° 23' 0" Latitud 18° 50' 0"	Sección no aforada, aguas arriba de las secciones siguientes en el río Cotaxtla	2
4	Cotaxtla II	Longitud 96° 23' 0" Latitud 18° 50' 0"	Sección no aforada, 300m aguas abajo de la sección 3 Río Cotaxtla	3
7	El Tejar	Longitud 96° 09' 36" Latitud 19° 04' 06"	Sección no aforada, 35 m aguas abajo de la sección de aforo (puente) Río Jamapa	4
9	Medellín I	Longitud 96° 09' 0" Latitud 19° 03' 15"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 7, Río Jamapa	5

Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

Sección	Nombre	Ubicación	Observaciones	Orden
11	Medellín II	Longitud 96° 09' 0" Latitud 19° 03' 15"	Sección no aforada, 181 m aguas abajo de la sección 9, Río Jamapa	6
13	Medellín III	Longitud 96° 09' 0" Latitud 19° 03' 15"	Sección no aforada, 153 m aguas abajo de la sección 11, Río Jamapa	7
16	Medellín IV	Longitud 96° 09' 0" Latitud 19° 03' 15"	Sección no aforada, 366 m aguas abajo de la sección 13, Río Jamapa	8
18	Medellín V	Longitud 96° 09' 0" Latitud 19° 03' 15"	Sección no aforada, 182 m aguas debajo de la sección 16, Río Jamapa	9
19	Paso del Toro I	Longitud 96° 08' 24" Latitud 19° 02' 30"	Sección no aforada, aguas abajo de la sección 4, Río Cotaxtla. 100 m aguas arriba de la sección de aforo (puente)	10
22	Paso del Toro II	Longitud 96° 08' 24" Latitud 19° 02' 30"	Sección no aforada, 225 m aguas abajo de la sección 19, Río Cotaxtla	11
23	Vacas I	Longitud 95° 26' 30" Latitud 18° 13' 45"	Sección no aforada, aguas abajo de la confluencia de los ríos Jamapa y Cotaxtla	12
24	Vacas II	Longitud 95° 26' 30" Latitud 18° 13' 45"	Sección no aforada, 55 m aguas abajo de la confluencia de los ríos Jamapa y Cotaxtla	13
26	Vacas III	Longitud 95° 26' 30" Latitud 18° 13' 45"	Sección no aforada, 94 m aguas abajo de la confluencia de los ríos Jamapa y Cotaxtla	14
28	Vacas IV	Longitud 95° 26' 30" Latitud 18° 13' 45"	Sección no aforada, 94 m aguas abajo de la confluencia de los ríos Jamapa y Cotaxtla	15

Tabla 3.7, Secciones transversales para la cuenca del río Jamapa-Cotaxtla.

Sección	Nombre	Ubicación	Observaciones	Orden
7	Carrizal I	Longitud 96° 37' 36" Latitud 19° 19' 12"	Sección no aforada, aguas arriba de las secciones siguientes	1
8	Carrizal II	Longitud 96° 37' 36" Latitud 19° 19' 12"	Sección no aforada, 90.5 m aguas abajo de la sección 7	2
4	Carrizal III	Longitud 96° 37' 36" Latitud 19° 19' 12"	Sección de aforo, 185 m aguas abajo de la sección 8	3
12	Carrizal IV	Longitud 96° 37' 36" Latitud 19° 19' 12"	Sección no aforada, 70 m aguas abajo de la sección 4	4
16	Carrizal V	Longitud 96° 37' 36" Latitud 19° 19' 12"	Sección no aforada, 230 m aguas abajo de la sección 12	5
21	Cardel	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 20 m aguas abajo de la sección de aforo (puente)	6
20	Cascajal I	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 97 m aguas abajo de la sección 21	7
22	Cascajal II	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 129 m aguas abajo de la sección 20	8
23	Cascajal III	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 291 m aguas abajo de la sección 22	9
25	Cascajal IV	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 226 m aguas abajo de la sección 23	10
27	Cascajal V	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 176 m aguas abajo de la sección 25	11
30	Cascajal VI	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 472 m aguas abajo de la sección 27	12
33	Cascajal VII	Longitud 96° 22' 24" Latitud 19° 21' 42"	Sección no aforada, 520 m aguas abajo de la sección 30	13

Tabla 3.8, Secciones transversales para la cuenca del río La Antigua.

### 3.2.2.1 Curvas elevación-gasto

Los registros hidrométricos ocasionalmente contienen curvas elevación-gasto para periodos de tiempo menores a un año y muchas veces son aplicables únicamente a una temporada específica: lluvias o secas. Ya que no existe una relación única entre el nivel del agua y el gasto, la

construcción de una curva de este tipo representa una simplificación muy grande. Sin embargo, con el objeto de obtener relaciones de gasto líquido contra gasto sólido (sedimentos) y de gasto líquido con variables geométricas (radio hidráulico, tirante medio, ancho libre y área) que se apliquen para escurrimientos medios diarios a lo largo de periodos de por lo menos 20 años consecutivos, es necesario usarlas para simplificar los cálculos.

Al elaborar curvas de este tipo debe saberse que la sección de aforo no haya sido cambiada de lugar ni que haya presentando una variación considerable en la elevación del fondo del cauce. Como se mencionó antes, la observación de registros de aforo directo de campo en distintos años permite deducir un cambio de esta naturaleza.

Con el fin de construir curvas elevación-gasto que representen un periodo de tiempo en el que se acepta estabilidad en el cauce, es necesario graficar los datos de elevación y escurrimiento, observar el comportamiento de los datos y descartar aquellos datos que no pertenezcan a un grupo de datos que puedan relacionarse con una ecuación.

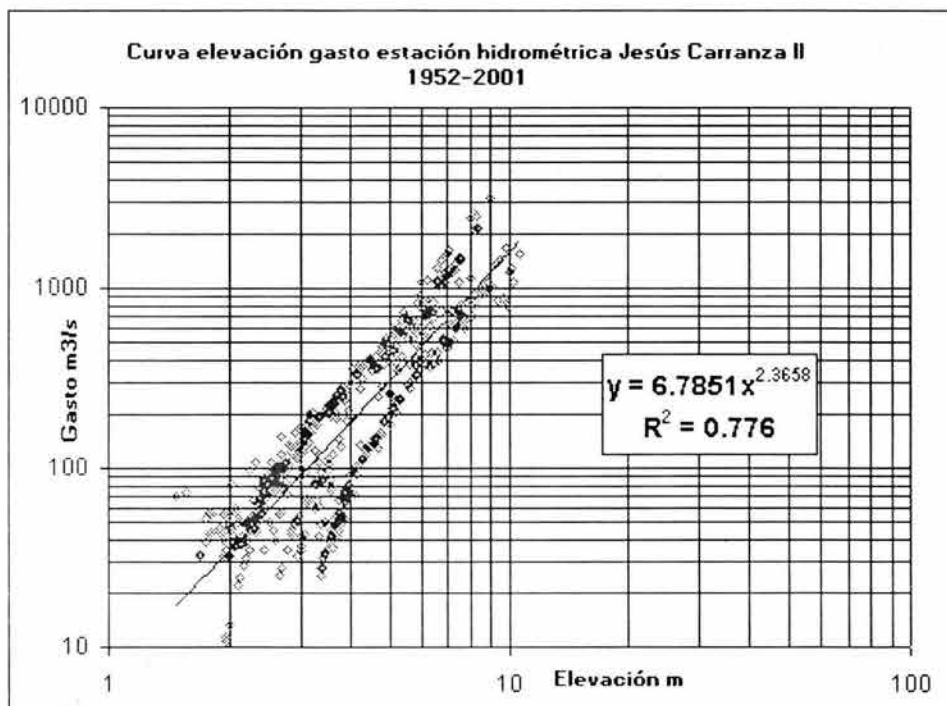


Figura 3.9 Curva elevación-escurrimiento considerando el total de los datos disponibles.

La figura 3.9 muestra los datos de la estación Jesús Carranza II, en la cuenca del río Coatzacoalcos, en la que se aprecian claramente dos grupos de datos. Anteriormente la estación Jesús Carranza se encontraba aguas abajo de la actual estación, sin embargo todo su registro hidrométrico fue

anexado a la nueva estación. Investigando la fecha de inicio de los registros recientes se construyó otra curva que corresponde a los datos referentes a la escala actual y a la sección de aforo válida, que se aprecia en la figura 3.10.

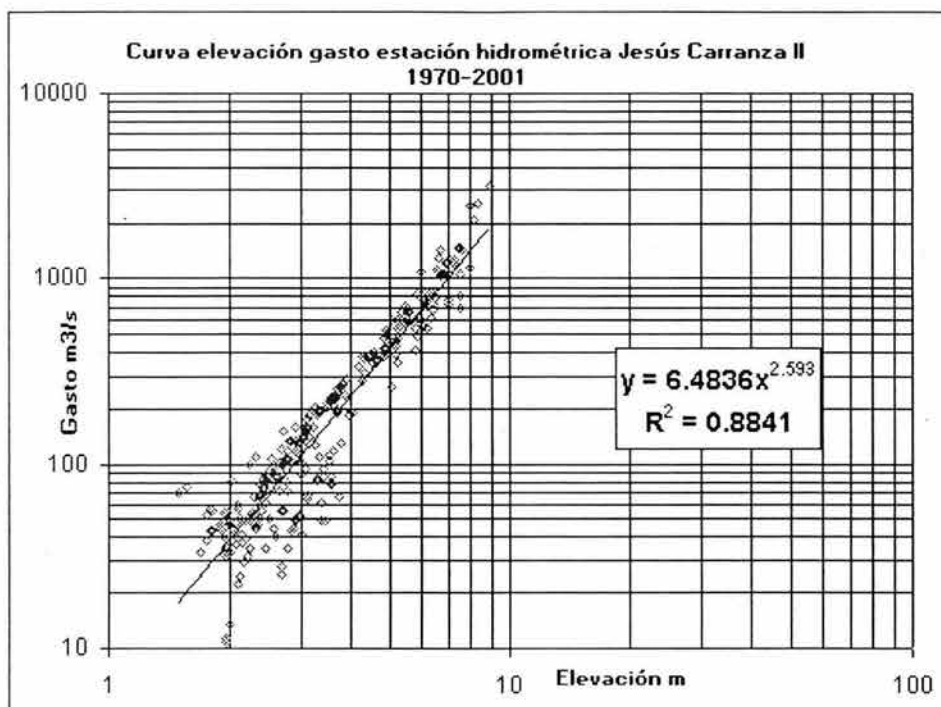


Figura 3.10 Curva elevación-escorrentía considerando únicamente los datos recientes.

Los datos utilizados para la construcción de estas curvas fueron los gastos máximos mensuales de cada año y su lectura de escala respectiva, de esta forma se incluyen temporadas de lluvias y de estiaje. Se utilizaron estos datos ya que los registros diarios sólo están completos en los últimos 6 años, siendo el de gastos máximos mensuales más extenso.

Estas curvas sólo son aplicables para las secciones aforadas de estaciones hidrométricas. En total se calcularon 10 curvas, como la de la figura 3.10, correspondientes a cada estación hidrométrica. En la tabla 3.9 se indican los resultados del análisis.

### 3.2.2.2 Relaciones elevación-propiedades geométricas

Para el cálculo del transporte de sedimentos y la resistencia al flujo se requiere conocer otros parámetros asociados a distintas elevaciones. A diferencia de las curvas elevación-escorrentía, este grupo de datos sí guardan una relación única entre la elevación del agua y el valor geométrico. Se calcularon para todas las secciones transversales, a cada metro de elevación, el área hidráulica,

perímetro mojado, ancho de superficie libre, radio hidráulico y tirante medio. Las figuras 3.11, 3.12 y 3.13 muestran este tipo de datos.

Estación	Corriente	Cuenca	Ecuación $E-Q$ (*)	Correlación (**)	Periodo
Papaloapan	Río Papaloapan	Papaloapan	$Q=0.056 E^{4.2611}$	0.9670	1982-2000
Chacaltianguis	Río Papaloapan	Papaloapan	$Q=69.657 E^{1.6936}$	0.9732	1982-2000
La Ceibilla	Río San Juan	Papaloapan	$Q=0.5721 E^{3.204}$	0.9737	1988-2000
Garro	Río Tesechoacán	Papaloapan	$Q=0.622 E^{2.9583}$	0.9796	1982-2000
Jesús Carranza II	Río Jaltepec	Coatzacoalcos	$Q=6.4836 E^{2.593}$	0.8841	1970-2001
Las Perlas	Río Coatzacoalcos	Coatzacoalcos	$Q=4.2296 E^{2.9583}$	0.9286	1975-2001
El Tejar	Río Jamapa	Jamapa-Cotaxtla	$Q=6.9096 E^{2.0858}$	0.9400	1951-2000
Paso del Toro	Río Cotaxtla	Jamapa-Cotaxtla	$Q=4.5844 E^{2.5036}$	0.9699	1951-2000
Carrizal	Río La Antigua	La Antigua	$Q=81.705 E^{1.6808}$	0.9580	1966-2001
Cardel	Río La Antigua	La Antigua	$Q=84.533 E^{1.5286}$	0.9258	1975-2001

(\*) Elevación respecto a la escala  $E$  en metros, Gasto en  $m^3/s$  (\*\*)  $R^2$

Tabla 3.9 Ecuaciones elevación-escorrimento para las estaciones hidrométricas.

### 3.2.3 Granulometría del fondo

Los datos de interés para el transporte de sedimentos y la resistencia al flujo referentes al material del fondo son los diámetros representativos de la muestra  $D_m$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{84}$ , la densidad del sedimento  $S_s$ , la velocidad de caída  $\omega_{50}$  y la dispersión geométrica  $\sigma_g$ . Estos parámetros fueron calculados a partir de muestras de campo de tramos y estaciones de aforo, recolectadas y analizadas por el autor entre abril y junio de 2003. Para el análisis se consideran valores promedio de todas las muestras, para trabajar con un valor único para el tramo considerado [Maza & García, 1990].

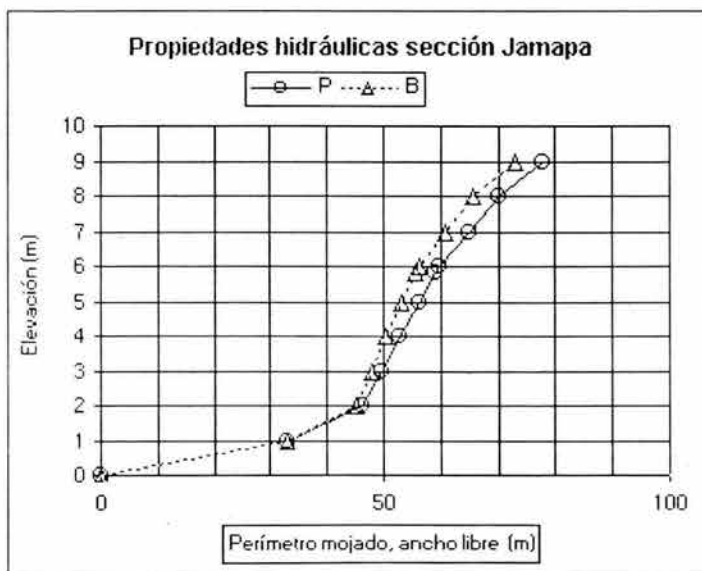


Figura 3.11 Relaciones elevación contra perímetro mojado y ancho libre.

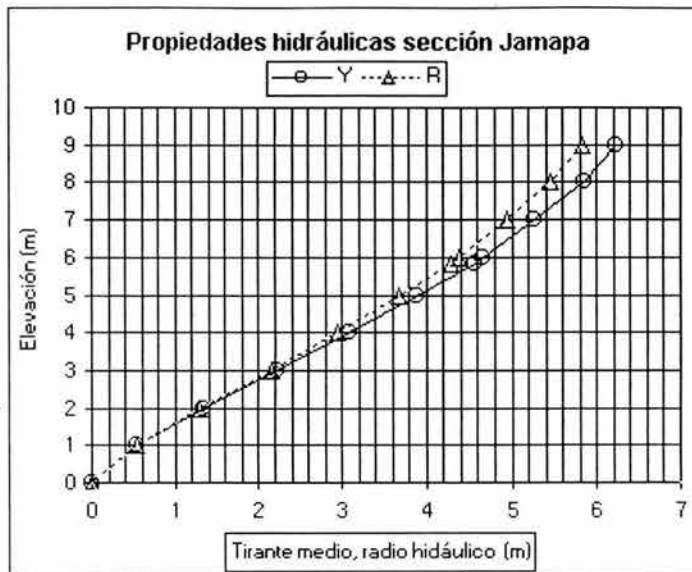


Figura 3.12 Relaciones elevación contra tirante medio y radio hidráulico.

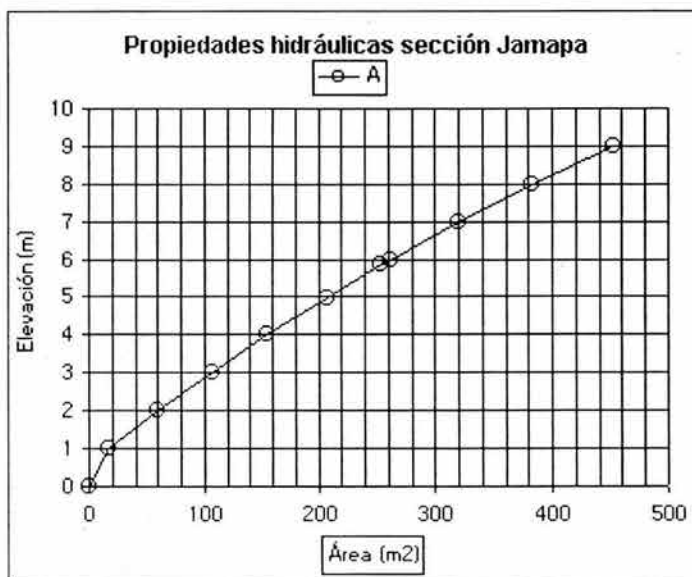


Figura 3.13 Relación de elevación contra área hidráulica.

Los materiales del fondo van desde arenas finas hasta gravas. Los resultados se resumen en las tablas 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13. También se calculó el ajuste estadístico de los datos de todas las muestras recolectadas, la distribución de mejor comportamiento para las muestras analizadas fue la normal y la circular (en el caso de granulometrías extendidas). La figura 3.14 indica un ejemplo de la comparación de los datos de campo con las distribuciones teóricas más frecuentes en el análisis de sedimentos.

Sección	Nombre	$D_m$	$D_{50}$	$D_{84}$	$S_s$	$\omega_{50}$	$\sigma_g$
		mm	mm	mm		m/s	
1	Papaloapan	4.20	2.70	8.00	2.55	0.1632	2.96
4	San Lorenzo I	6.88	4.5	15.5	2.55	0.2123	3.44
5	San Lorenzo II	6.88	4.5	15.5	2.55	0.2123	3.44
2	Chacaltianguis	0.25	0.27	0.36	2.65	0.0362	1.33
13	Carlos A. Carrillo	0.32	0.30	0.40	2.65	0.0400	1.33
7	Tlacotalpan I	0.16	0.17	0.22	2.70	0.0207	1.29
8	Tlacotalpan II	0.16	0.17	0.22	2.70	0.0207	1.29
9	Tlacotalpan III	0.16	0.17	0.22	2.70	0.0207	1.29
14	La Ceibilla	1.57	0.57	3.00	2.60	0.0674	5.26
15	Garro	0.32	0.108	0.26	2.65	0.0097	2.41

Tabla 3.10 Resumen de datos granulométricos del fondo para la cuenca del río Papaloapan

Sección	Nombre	$D_m$	$D_{50}$	$D_{84}$	$S_s$	$\omega_{50}$	$\sigma_g$
		mm	mm	mm		m/s	
0	Jesús Carranza II	12.82	7.40	28.00	2.50	0.2686	3.78
1	Las Perlas	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41
2	El Zapotal I	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41
3	El Zapotal II	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41
4	Nanchital I	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41
5	Nanchital II	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41
6	Nanchital III	2.18	1.40	3.40	2.60	0.1168	2.41

Tabla 3.11 Resumen de datos granulométricos del fondo para la cuenca del río Coatzacoalcos

Sección	Nombre	$D_m$	$D_{50}$	$D_{84}$	$S_s$	$\omega_{50}$	$\sigma_g$
		mm	mm	mm		m/s	
1	Jamapa	0.61	0.50	0.74	2.60	0.0613	1.48
3	Cotaxtla I *	26.16	21.00	50.80	2.45	0.4460	2.42
4	Cotaxtla II *	26.16	21.00	50.80	2.45	0.4460	2.42
7	El Tejar	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
9	Medellín I	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
11	Medellín II	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
13	Medellín III	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
16	Medellín IV	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
18	Medellín V	0.66	0.50	0.74	2.6	0.0613	1.48
19	Paso del Toro I	2.01	0.60	2.07	2.6	0.0699	3.45
22	Paso del Toro II	2.01	0.60	2.07	2.6	0.0699	3.45
23	Vacas I	0.89	0.54	1.09	2.6	0.0649	2.02
24	Vacas II	0.89	0.54	1.09	2.6	0.0649	2.02
26	Vacas III	0.89	0.54	1.09	2.6	0.0649	2.02
28	Vacas IV	0.89	0.54	1.09	2.6	0.0649	2.02

Tabla 3.12 Resumen de datos granulométricos del fondo para la cuenca del río Jamapa-Cotaxtla, \*  
El fondo en estas secciones está compuesto por cantos rodados.

Sección	Nombre	$D_m$	$D_{50}$	$D_{84}$	$S_s$	$\omega_{50}$	$\sigma_g$
		mm	mm	mm		m/s	
7	Carrizal I	15.5	10.60	28.00	2.50	0.3219	2.64
8	Carrizal II	15.5	10.60	28.00	2.50	0.3219	2.64
4	Carrizal III	15.5	10.60	28.00	2.50	0.3219	2.64
12	Carrizal IV	15.5	10.60	28.00	2.50	0.3219	2.64
16	Carrizal V	15.5	10.60	28.00	2.50	0.3219	2.64
21	Cardel	21.40	20.00	40.00	2.45	0.4352	2.00
20	Cascajal I	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
22	Cascajal II	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
23	Cascajal III	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
25	Cascajal IV	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
27	Cascajal V	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
30	Cascajal VI	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31
33	Cascajal VII	23.38	20.20	46.67	2.45	0.4350	2.31

Tabla 3.13 Resumen de datos granulométricos del fondo para la cuenca del río La Antigua



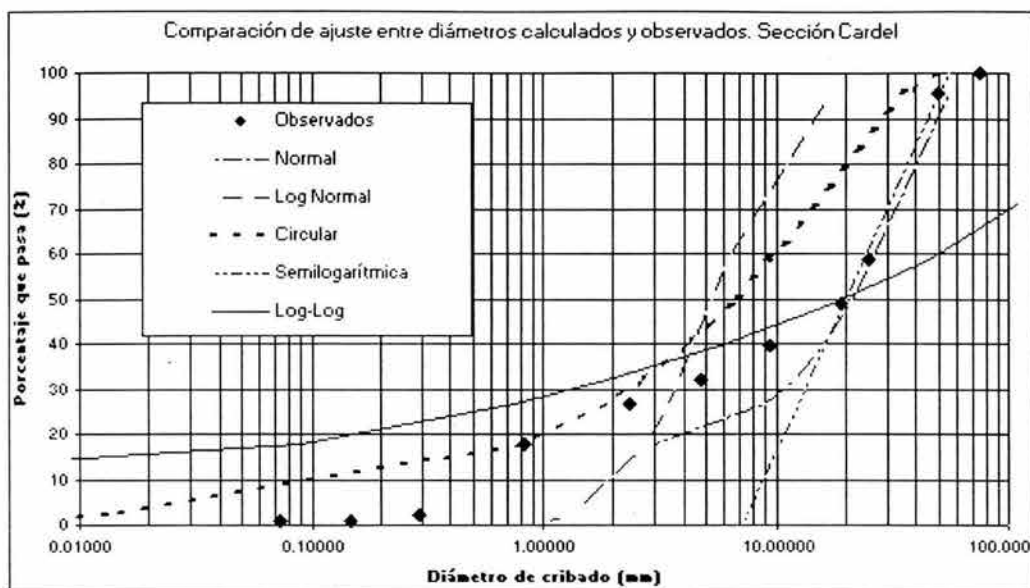


Figura 3.14 Comparación del ajuste de distribuciones estadísticas contra datos observados.

### 3.2.4 Pendiente del cauce

Las ecuaciones de resistencia al flujo y de transporte de sedimentos en ocasiones utilizan la pendiente del fondo  $S_b$ , como dato. Otras variables como el esfuerzo cortante del fondo y el parámetro de Shields para inicio del movimiento también requieren de la pendiente para su cálculo. La obtención de esta variable no es sencilla, sobre todo en grandes ríos [FISRWG, 1998], y en estricto sentido se debiera hacer un estudio de campo "in situ" para conocer con precisión su magnitud. A falta de ese tipo de estudios puede calcularse una pendiente del cauce a partir de información cartográfica. En este estudio se optó por esta última alternativa, además es la información que habitualmente se tiene a la mano.

El inconveniente que presenta ese criterio radica en la precisión de la información cartográfica. Para las corrientes estudiadas se usaron cartas topográficas 1:50 000 del INEGI, que cuentan con equidistancia de 10 m por lo menos. Los resultados de esos cálculos se muestran en la tabla 3.14.

Al calcular de esta forma a la pendiente, se supone que  $S_b$  es igual a la superficie libre del agua  $S_w$  y a la pendiente hidráulica  $S_f$ . Esto es válido si el régimen es permanente y uniforme como es el caso de canales artificiales de laboratorio, pero en el escurrimiento natural esta hipótesis no es válida completamente por la variabilidad del fenómeno. Sin embargo, a falta de datos más precisos puede calcularse de esta manera.

Tramo	$S_b$	Tramo	$S_b$
Papaloapan	0.000115	Nanchital	0.0004
San Lorenzo	0.000115	Jamapa	0.00158
Chacaltianguis	0.000115	El Tejar	0.00158
C. A. Carrillo	0.000115	Medellín	0.00158
Tlacotalpan	0.000115	P. de Vacas	0.00068
La Ceibilla	0.000115	Cotaxtla	0.00385
Garro	0.000115	P. del Toro	0.00021
J. Carranza II	0.000325	Carrizal	0.005
Las Perlas	0.000398	Cardel	0.00253
Zapotál	0.0004	Cascajal	0.0009

Tabla 3.14 Pendientes del cauce del fondo.

Se propone usar el valor de  $S_b$  para la estimación de la resistencia al flujo en tramos no aforados, ya que no hay manera de estimar  $S_f$  previamente. Para secciones aforadas es posible una estimación de  $S_f$  para cada gasto, en ese caso se procederá al cálculo del transporte de dos maneras: con un valor constante de la pendiente hidráulica para todo  $Q$  y con un valor específico de  $S_f$  para cada  $Q$ . Estrictamente en corrientes aforadas el valor que debe usarse es la pendiente de energía y ésta no es constante para cualquier valor de  $Q$ . Ambas opciones de cálculo se plantean para observar el impacto que tienen en el gasto dominante y comparar la precisión de los grupos de resultados.

### 3.3 Gasto del cauce principal

#### 3.3.1 Criterios de evaluación

El criterio de la CMCP requiere de secciones transversales del cauce y evalúa ese gasto como el que llena al cauce madre y es el máximo que puede transportar antes de que desborde a las llanuras de inundación. La forma de identificar la elevación correcta es subjetiva si es que no se tiene una sección con una forma bien definida de ese estado. Los métodos a utilizar para evaluar esa condición son los siguientes:

- Criterio visual.
- Relación ancho-tirante  $B/Y$  mínima.
- Cambio de pendiente en la línea de tendencia de una serie de datos de una curva elevación-gasto.

### 3.3.2 Resistencia al flujo

Una vez elegida la elevación, el gasto se puede determinar con los registros hidrométricos o mediante una fórmula de resistencia. En tramos no aforados se usaran en este trabajo las ecuaciones de Cruickshank-Maza [Maza *et al*, 1981] para cauces arenosos cuando los datos y las características del tramo lo permiten, cuando cumplan los requisitos de aplicación, y la ecuación de Manning en el resto de los casos.

Para régimen inferior

$$U = 7.58\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (22) \quad \text{si se cumple} \quad \frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad (23)$$

Para régimen superior

$$U = 6.25\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (24) \quad \text{si se cumple} \quad \frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad (25)$$

Siempre que el material sea granular y uniforme,  $0.2 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$  y  $1.2 < \sigma_g < 2.5$  [Maza *et al*, 1981]. Los autores han reportado la aplicación de estas expresiones a cauces con fondo compuesto por gravas, aunque no han sido específicos de los nuevos límites de aplicación correspondientes.

Cuando las características del tramo no son satisfechas por las limitantes de las ecuaciones de Cruickshank-Maza, se usa la expresión de Manning ya que generalmente se acostumbra en la práctica fluvial cuando se desea hacer un cálculo sencillo y además porque en esencia todas las ecuaciones de resistencia al flujo de corrientes son similares a la de Manning:

$$U = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \quad (26)$$

El coeficiente de Manning debido a la rugosidad del grano del sedimento se calcula con la expresión propuesta por Meyer-Peter & Müller [Vilchis *et al*, 2000]:

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad (27)$$

Se acepta que la mayor aportación de la rugosidad en la resistencia del flujo es debida al grano, principalmente en secciones donde el fondo está compuesto por gravas, ya que las formas de fondo no se presentan. En ciertos casos la estimación de la rugosidad debida a obstáculos es subjetiva pero puede evaluarse también para obtener un valor de  $n$  completo.

### 3.3.3 Criterio visual

Para este criterio se determina la elevación del estado de llenado a juicio del que hace el análisis. En ocasiones no puede determinarse una elevación determinada debido a que no se encuentra bien definido el cauce principal o existen distintas elevaciones que parecen satisfacer la condición de llenado del mismo. Generalmente esto se da en el caso de corrientes de montaña o en corrientes aluviales con márgenes que no tienen la misma elevación, aunque también existen cauces aluviales con esas características.

Para la determinación de estas elevaciones se dibujaron las secciones transversales sin distorsión y se determinó la elevación que representa la CMCP, medido respecto el punto más bajo del cauce. Hecho esto se calculó el área y los parámetros hidráulicos para determinar la resistencia al flujo en secciones no aforadas o el gasto correspondiente para esa elevación en secciones aforadas. La figura 3.15 muestra una elevación que satisface el criterio visual.

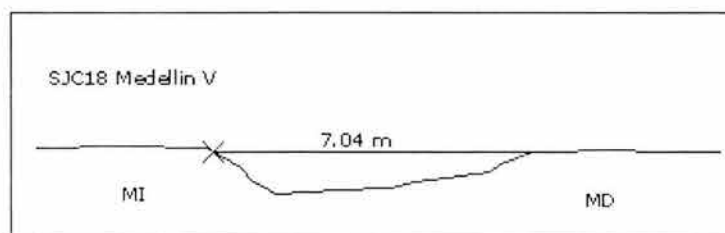


Figura 3.15 Elevación a la que desborda el cauce principal.

### 3.3.4 Relación B/Y mínima

Este criterio se basa en la hipótesis de que la elevación que satisface la condición de llenado del cauce principal tiene el valor mínimo de la relación entre ancho de superficie libre y tirante medio. [Copeland *et al*, 2000]. Las figuras 3.16 y 3.17 muestran un ejemplo del cumplimiento de esta condición.

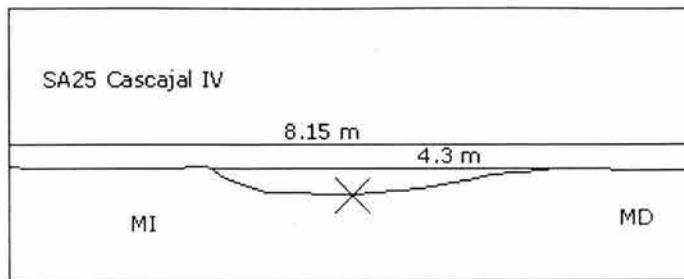


Figura 3.16 Elevación a la que desborda el cauce principal.

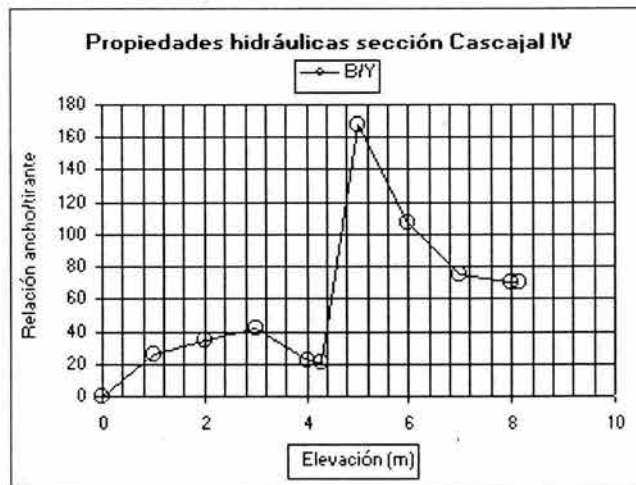


Figura 3.17 Relación elevación contra  $B/Y$

### 3.3.5 Cambio de pendiente en la curva elevación gasto

Este criterio se aplica a corrientes aforadas y se basa en la hipótesis de que la línea de tendencia de los datos de escurrimiento contra elevación cambia de pendiente en el estado de llenado del cauce principal [FISRWG, 1998]. La figura 3.18 esquematiza este procedimiento. El cálculo se hizo sólo para secciones aforadas.

### 3.3.6 Resultados

El único criterio que pudo aplicarse a todas las secciones fue el criterio visual. En ocasiones la relación  $B/Y$  guardó buena relación con ese criterio, sobre todo cuando era sencillo identificar el estado de llenado del cauce, en otras los resultados fueron muy diferentes lo que confirma las experiencias indicadas en 2.2.2. El criterio del cambio de pendiente de la línea de tendencia de los datos de gasto contra elevación fue el de menor aplicación, en principio por que sólo se aplica a

secciones aforadas pero también por la dificultad de hallar un punto definido que marcara el cambio de pendiente o la inexistencia del mismo. Los resultados están resumidos en la tabla 3.15, el guión indica la inaplicabilidad del criterio.

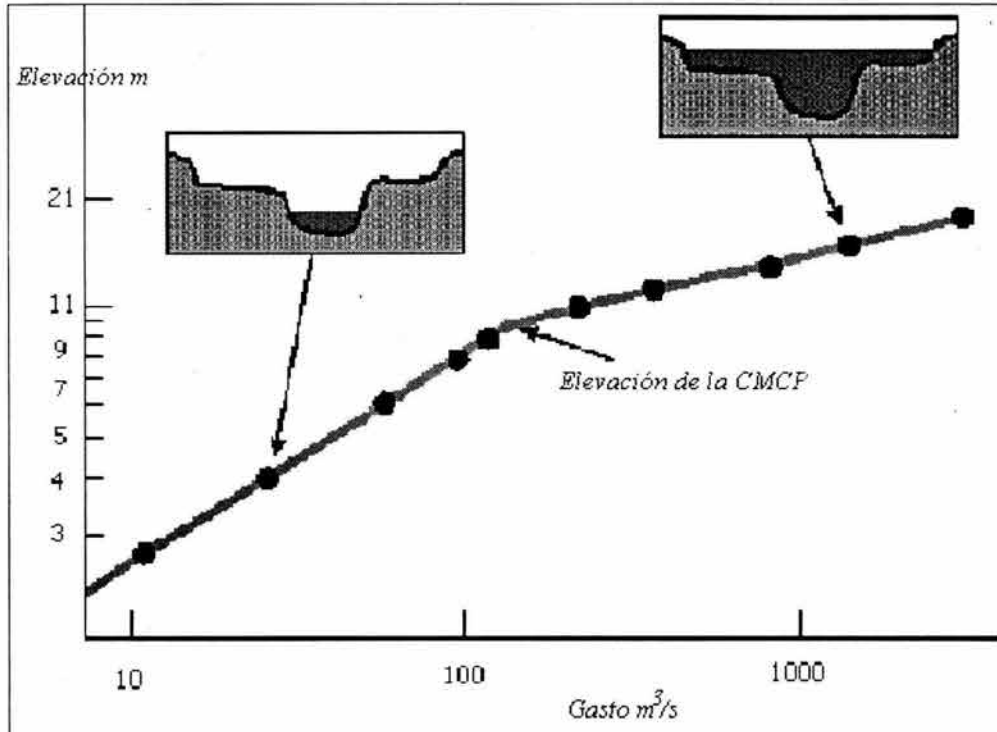


Figura 3.18 Cambio de pendiente en la línea de tendencia de gastos y elevaciones.

Sección	C. Visual	B/Y mín.	Pendiente	Sección	C. Visual	B/Y mín.	Pendiente
Papaloapan	2163	18.28	652.09	Cardel	448.66	1358	-
San Lorenzo I	1606.13	1513.43	-	Cascajal I	1093.73	596.83	-
San Lorenzo II	3004.28	2581.41	-	Cascajal II	461.66	442.41	-
Chacaltianguis	1763	978.5	2175.75	Cascajal III	264.78	64.91	-
C. A. Carrillo	2214.41	2214.41	-	Cascajal IV	239.28	239.28	-
Tlacotalpan I	2450.43	-	-	Cascajal V	481.64	481.64	-
Tlacotalpan II	3786.06	-	-	Cascajal VI	1769.31	1599.38	-
Tlacotalpan III	4692.84	487.74	-	Cascajal VII	529.93	529.93	-
Ceibilla	991.07	533.89	-	Jamapa	2348.53	4163.5	-
Garro	516.84	516.84	-	El Tejar	320.09	216.09	-
Jesús Carranza	580.59	580.59	-	Medellín I	207.64	176.21	-
Las Perlas	2813.42	2375.74	-	Medellín II	308.97	268.66	-
El Zapotal I	2175.36	2175.36	-	Medellín III	217.74	158.03	-
El Zapotal III	2269.09	-	-	Medellín IV	165.56	-	-
Nanchital I	9838.53	-	-	Medellín V	272.08	272.08	-
Nanchital II	12464.5	-	-	Cotaxtla I	922.62	922.62	-
Nanchital III	8275.52	-	-	Cotaxtla II	955.03	955.03	-
Carrizal	664.56	326.49	-	Paso del Toro	336.24	336.24	49.08
				Paso Toro I	2951.21	1108.03	-
Carrizal I	2044.01	2043.88	-	Vacas I	-	525.08	-
Carrizal II	930.4	930.4	-	Vacas III	1247.72	204.73	-
Carrizal IV	642.16	818.46	-	Vacas II	1459.7	-	-
Carrizal V	554.87	350.62	-	Vacas IV	1208.36	957.72	-

Tabla 3.15 Gastos que llenan el cauce principal, mediante tres criterios, en m³/s.

### 3.4 Gasto asociado con un periodo de retorno dado

#### 3.4.1 Análisis de gastos máximos anuales

El cálculo se hará mediante interpolación del ajuste de datos. Ello debido a que los eventos esperados mediante este método son de un periodo de retorno pequeño o probabilidad de excedencia alta (1 a 5 años) y dado que la longitud del registro en el menor de los mismos es de 20 datos anuales. Hecho el ajuste se calcula la magnitud de los eventos del periodo de retorno pequeño. Conviene recordar que el uso del periodo de retorno se hace interpretando un intervalo de recurrencia en donde importa la probabilidad de excedencia, que refleje la acción recurrente de eventos formativos en lugar de una connotación estadística de inferencia. Para asignar un valor de  $T$  a una serie de datos registrados se usa la ecuación 28:

$$T = \frac{l+1}{k} \quad (28)$$

La figura 3.19 muestra los datos observados y la función para interpolación de periodos de retorno de la estación el Tejar en el río Jamapa.

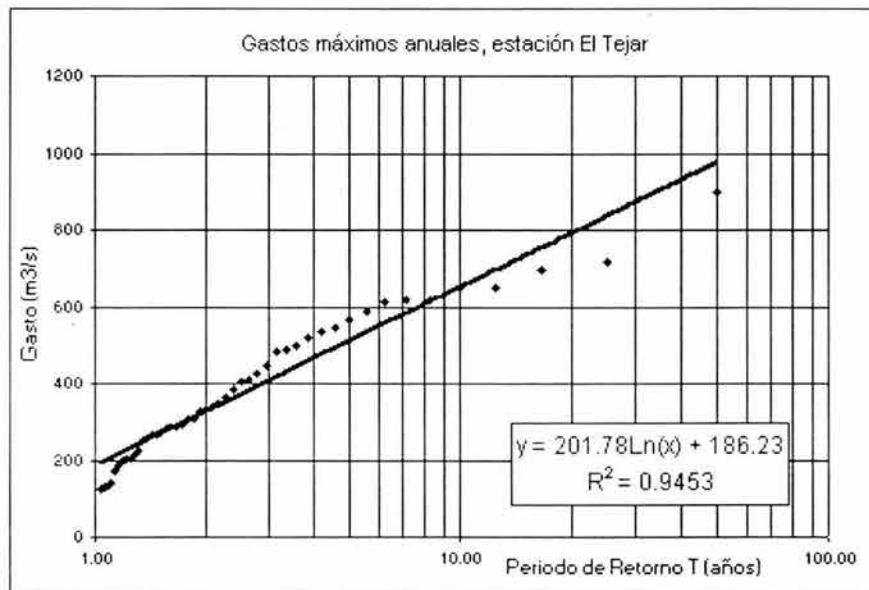


Figura 3.19 Datos observados de la serie de gastos máximos anuales para la estación El Tejar.

### 3.4.2 Resultados

Se calcularon los gastos con periodos de retorno de 1, 2, 3, 4, 5, 1.4 y 1.5 años y también el periodo de retorno de los gastos que llenan el cauce principal en las secciones aforadas o en los tramos cercanos a la estación de aforo. Las tablas 3.16 y 3.17 resumen los resultados obtenidos, el uso de un guión indica que no fue posible calcular el periodo de retorno del escurrimiento. Los valores sombreados corresponden a los escurrimientos que eran similares aplicando los criterios visual y de *B/Y* mínima, obsérvese tabla 3.17, con los que se calculó un valor promedio de los periodos de retorno, siendo de 1.78 años para el grupo de secciones calculadas con el criterio visual y de 1.59 años para el criterio de *B/Y* mínima. Se concluye que los resultados son congruentes con lo reportado, sobre la recurrencia de los eventos formativos comprendido entre 1 y 2 años de periodo de retorno, sin embargo, en esta región en particular, el promedio de esos valores es mayor a los promedios de 1.4 y 1.5 años.

Sección	<i>T</i>						
	1	2	3	4	5	1.4	1.5
Papaloapan	1891.40	2892.17	3477.58	3892.93	4215.11	2377.2	2476.81
Chacaltianguis	1408.70	2032.61	2397.57	2656.52	2857.37	1711.56	1773.66
Ceibilla	717.79	1089.91	1307.58	1462.02	1581.82	898.43	935.46
Garro	507.15	633.59	707.56	760.04	800.74	568.53	581.12
Jesús Carranza	537.62	995.67	1263.6	1453.71	1601.17	759.97	805.56
Las Perlas	1957.80	3176.77	3889.82	4395.74	4788.16	2549.52	2670.85
Carrizal	291.65	644.38	850.71	997.11	1110.66	462.87	497.98
Cardel	461.20	987.51	1295.38	1513.81	1683.24	716.68	769.07
El Tejar	186.23	326.09	407.91	465.96	510.98	254.12	268.04
Paso del Toro	313.92	430.97	499.44	548.02	585.71	370.74	382.39

Tabla 3.16 Gastos en m<sup>3</sup>/s asociados a periodos de retorno en años.

Sección	C. Visual	<i>B/Y</i> mín.	Pendiente	Sección	C. Visual	<i>B/Y</i> mín.	Pendiente
Papaloapan	1.21	0.27	0.42	Cardel	0.98	3.26	-
San Lorenzo I	0.82	0.77	-	Cascajal I	2.30	1.20	-
San Lorenzo II	2.16	1.61	-	Cascajal II	1.00	0.98	-
Chacaltianguis	1.48	0.62	2.34	Cascajal III	0.77	0.59	-
C. A. Carrillo	2.45	2.45	-	Cascajal IV	0.75	0.75	-
Tlacotalpan I	-	-	-	Cascajal V	1.03	1.03	-
Tlacotalpan II	-	-	-	Cascajal VI	5.60	4.48	-
Tlacotalpan III	-	-	-	Cascajal VII	1.09	1.09	-
Ceibilla	1.66	0.71	-	Jamapa	-	-	-
Garro	1.05	1.05	-	El Tejar	1.94	1.16	-
Jesús Carranza	1.07	1.07	-	Medellín I	1.11	0.95	-
Las Perlas	1.63	1.27	-	Medellín II	1.84	1.50	-
El Zapotal I	1.13	1.13	-	Medellín III	1.17	0.87	-
El Zapotal III	1.19	-	-	Medellín IV	0.90	-	-
Nanchital I	-	-	-	Medellín V	1.53	1.53	-
Nanchital II	-	-	-	Cotaxtla I	2.75	2.75	-
Nanchital III	-	-	-	Cotaxtla II	2.93	2.93	-
Carrizal	2.08	1.07	-	Paso del Toro	1.14	1.14	0.21
	-	-	-	Paso Toro I	-	-	-
Carrizal I	31.30	31.29	-	Vacas I	-	-	-
Carrizal II	3.51	3.51	-	Vacas III	-	-	-
Carrizal IV	1.99	2.82	-	Vacas II	-	-	-
Carrizal V	1.68	1.12	-	Vacas IV	-	-	-

Tabla 3.17 Periodos de retorno en años de los gastos que llenan el cauce principal.



### 3.5 Gasto dominante y efectivo

#### 3.5.1 Metodología

Para calcular el gasto dominante se agrupan los escurrimientos en intervalos de clase y se determina la frecuencia con que esos eventos se repiten en un periodo de tiempo determinado, asignándoles una marca de clase a cada intervalo que se relacionará con el transporte de sedimentos correspondiente. La figura 3.20 muestra la agrupación de datos y su respectiva marca de clase. El número exacto de intervalos de clase no está definido, pero se recomienda usar por lo menos 20 [Biedenharn & Copeland, 2000], o las necesarias para que se representen todos los gastos en el periodo de tiempo. En este estudio se usaron 30 intervalos de clase.

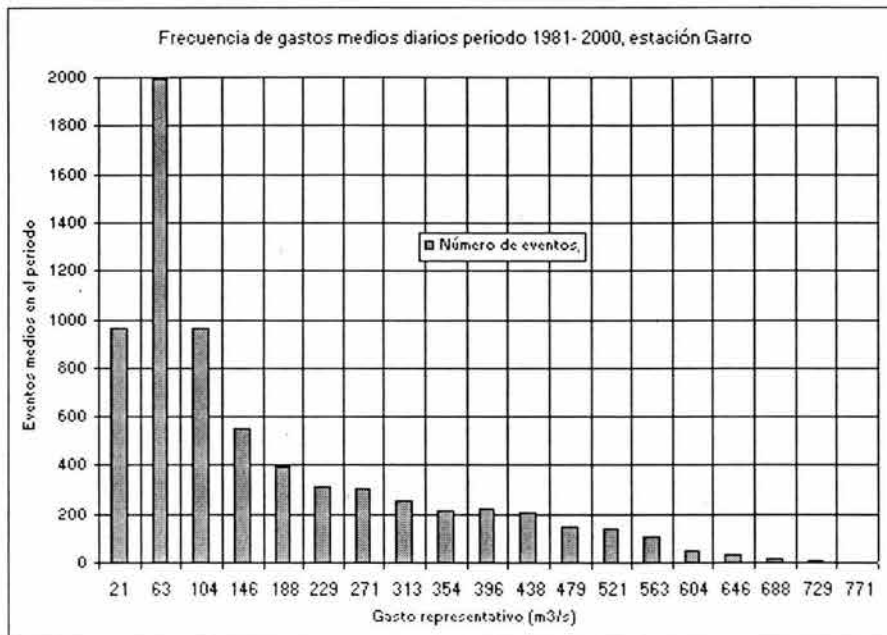


Figura 3.20 Histograma de gasto medios diarios.

Los métodos usados son el de Maza y García, para el gasto dominante, y el del USBR modificado, para el gasto efectivo. Ambos se aplicaron con los gastos medios diarios, haciendo dos variantes en el manejo de los datos, mediante un análisis año por año que muestra su comportamiento lo largo del periodo de tiempo considerado, y mediante un análisis completo que considera toda la longitud del registro. El primer análisis se hizo para identificar la tendencia del valor del gasto efectivo y dominante, y evaluar si pudiera estarse presentando un proceso marcado de ajuste en el régimen de escurrimientos. Los resultados de cada año se sintetizan con un promedio y se comparan con el segundo análisis para determinar la precisión de un análisis gradual con uno general.

Con el objeto de que se represente de la mejor manera al régimen de escurrimientos, únicamente se consideran los años que tengan su registro casi completo, descartándose a los que les falte más de 30 registros de los 365 posibles. Ello para evitar la preponderancia de algún intervalo de escurrimientos grandes, pequeños o intermedios.

### 3.5.2 Periodos de análisis

El periodo varia entre distintas estaciones, en función de la longitud de los registros y la advertencia de cambios en el régimen de escurrimientos. En el caso del río Papaloapan la construcción de presas aguas arriba ha reducido la magnitud de gastos máximos y aumentado la de los gastos mínimos diarios. Las figuras 3.21 y 3.22 dan muestra de ello con el comportamiento de los gastos medios mensuales a lo largo del tiempo en la estación Papaloapan. En este caso se decidió trabajar con los últimos 20 años ya que este intervalo presenta una regularidad hidrológica, es decir a partir de que cambió el régimen de escurrimientos por las presas.

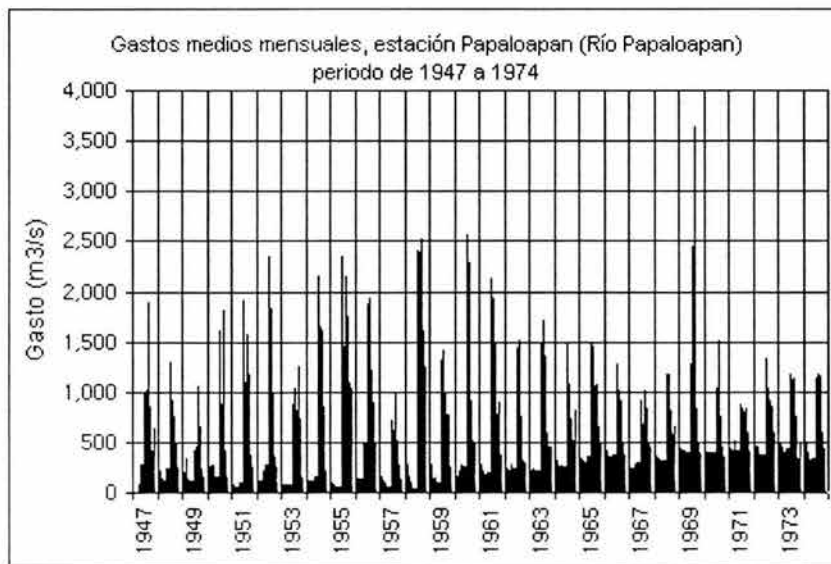


Figura 3.21 Comportamiento de gastos medios mensuales entre 1947 y 1974, estación Papaloapan.

Realizando un análisis similar para todas las estaciones restantes, se decidió usar los periodos de análisis que se resumen en la tabla 3.18. Al analizar los escurrimientos medios mensuales a lo largo del tiempo no se notaron tendencias marcadas de aumento o disminución de escurrimientos en algunas estaciones, por lo que se usa todo el registro existente, como en el caso de los ríos La Antigua y Jamapa y Cotaxtla.

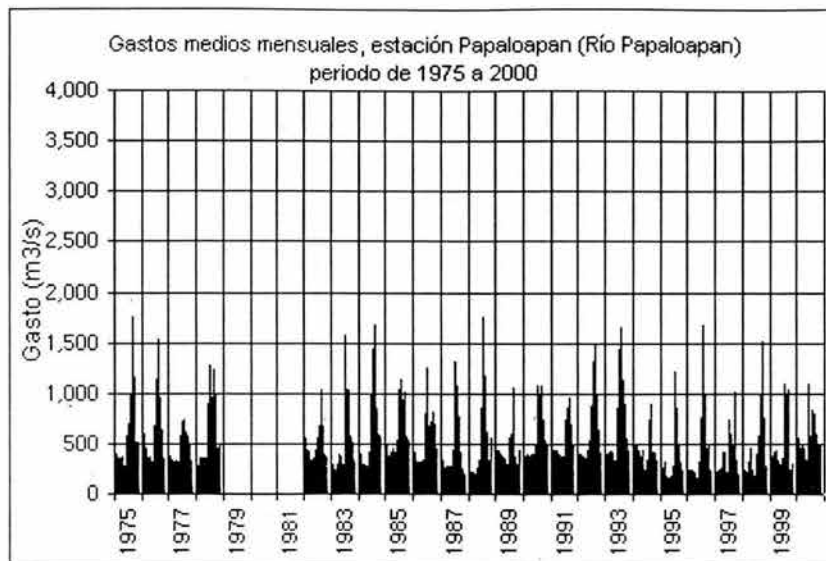


Figura 3.22 Comportamiento de gastos medios mensuales entre 1975 y 2000, estación Papaloapan.

### 3.5.3 Transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos es un fenómeno complejo y no existen ecuaciones exactas para su cálculo [Maza & García, 1990]. Se propone usar los criterios de Engelund, Karim y Kennedy y Meyer-Peter y Müller. Se usaron tres con el objeto de determinar su influencia en el resultado final dependiendo del criterio usado. De acuerdo a las propiedades de los sedimentos del fondo, se trabaja con algunas muestras de granulometría extendida y diámetros medios que pueden clasificarse como gravas medias y arenas.

Sección	Periodo de análisis
Papaloapan	1981-2000
Chacaltianguis	1981-2000
Ceibilla	1974-2000
Garro	1973-2000
Jesús Carranza	1971-2001
Las Perlas	1971-2001
Carrizal	1966-2001
Cardel	1951-2001
El Tejar	1951-2000
Paso del Toro	1951-2000

Tabla 3.18 Periodos de análisis para las secciones de aforo de las estaciones hidrométricas.

Es importante recalcar algunas consideraciones sobre las expresiones de transporte de sedimentos [Simons & Sentürk, 1992]:

- Las ecuaciones de transporte generalmente están basadas en consideraciones teóricas que suponen flujo permanente y uniforme.
- El uso de relaciones de transporte de sedimentos en que intervienen la velocidad como una variable frecuentemente ha sido abordado sin considerar: la variación de la geometría del canal, distribución del flujo, de la velocidad y del transporte en la sección transversal.
- Al aplicar modelos matemáticos de ríos aluviales, los cambios en las características del material de fondo que ocurren a través del tiempo por el transporte y el desarrollo potencial de acorazamiento no han sido abordados lo suficiente.

Las ecuaciones para el análisis consideran un diámetro característico como el representativo del sedimento, por lo que no se consideró utilizar ecuaciones que separan al material en varias fracciones. Como el transporte que interesa es el del fondo la división en fracciones no es justificable a menos que se tratara de transporte en suspensión [Maza & García, 1990]. Debido a que los métodos evalúan la disponibilidad del transporte antes que el transporte mismo, en el caso de sedimentos bien graduados (como los de este estudio) la formación de una coraza en el fondo limita el transporte de las partículas finas, por ello la cuantificación con fórmulas que separan el transporte en función de varios diámetros puede ser mayor que el transporte real.

### 3.5.3.1 Meyer-Peter y Müller

Este criterio es ampliamente usado en problemas prácticos de ingeniería fluvial para evaluar el transporte de la capa de fondo y se aplica para materiales de distintas densidades, diámetros medios y de granulometría extendida y uniforme. Es el resultado de estudios de laboratorio y supone que la pendiente del fondo, la superficie del agua y el gradiente de energía son iguales. Presenta la ventaja de evaluar el inicio del movimiento por lo que se pueden determinar las condiciones críticas de inicio de transporte [Maza *et al*, 1981]. En el caso de que se trabaje con flujo no permanente considera que  $S_w > S_b > S_f$  [Maza & García, 1996].

$$g_{BT} = 8\gamma_s g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (29)$$

en donde el parámetro de movilidad de Shields se calcula con:

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad (30)$$

### 3.5.3.2 Karim y Kennedy

Esta ecuación es producto reciente (1991) de la correlación de datos de distintos ríos, lo que la hace una expresión semiempírica. Tiene un tratamiento teórico similar a la fórmula de Meyer-Peter & Müller, ya que también evalúa condiciones de inicio de movimiento y el transporte total del fondo [Vilchis *et al*, 2000]. Rigurosamente se aplica únicamente a arenas de granulometría uniforme. Se decidió usar esta ecuación ya que es más precisa que otras expresiones más antiguas al intervenir en ella coeficientes y exponentes de correlación de datos de campo [Maza & García, 1990]:

$$g_{BT} = 0.00151\gamma_s\sqrt{g\Delta D_{50}^3} \left( \frac{U}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} \right)^{3.369} (\tau_*^{0.5} - \tau_c^{0.5})^{0.84} \quad (31)$$

en donde el  $\tau_c$  puede calcularse como  $\tau_{*c}$  con la siguiente expresión:

$$\tau_{*c} = \frac{0.2196}{D_*} + 0.077 \exp \left[ - \left( \frac{30.35}{D_*} \right)^{0.563} \right] \quad (32)$$

para calcular  $D_*$  se usa:

$$D_* = D_{50} \left( \frac{g\Delta}{v^2} \right)^{1/3} \quad (33)$$

### 3.5.3.3 Engelund

Cuantifica el transporte total del fondo. En su elaboración interviene implícitamente el parámetro de movilidad de Shields, pero no permite evaluar condiciones críticas para el inicio del transporte, se aplica a arenas uniformes y tiene el inconveniente de estimar transporte en gastos muy pequeños. Se consideró por su simplicidad [Maza & García, 1996]:

$$g_{BT} = \frac{0.04\gamma_s(RS)^{3/2}U^2}{g^{1/2}\Delta^2 D_{35}} \quad (34)$$

la ecuación (34) aplica siempre que se cumpla la condición:

$$R_e = \frac{U_* D_{50}}{v} > 12 \quad (35)$$

en la que  $R_v$  es el número de Reynolds de la partícula asociada a la velocidad de cortante  $U_*$  que es:

$$U_* = \sqrt{gSR} \quad (36)$$

#### 3.5.3.4 Consideraciones adicionales

Al evaluar el transporte de fondo asociado a distintos gastos, deben recordarse los límites de aplicación de los criterios usados. Así mismo debe advertirse el tratamiento que se le debe dar a la pendiente hidráulica, ya que su variación afecta directamente el transporte calculado. La pendiente hidráulica puede manejarse como variable o como constante. Si se maneja como variable se puede dar un valor de  $S_f$  a cada  $Q$  y cuantificar de esa forma el transporte de sedimentos. Si se maneja como constante, puede pensarse en usar el valor de la pendiente del fondo o un valor medio de la pendiente hidráulica para la muestra de gastos que se presentan.

Teniendo en cuenta ello se ha calculado el gasto dominante y efectivo bajo tres variantes para determinar la influencia que tiene en los cálculos:

- Pendiente hidráulica variable, para cada gasto
- Pendiente hidráulica constante
- Pendiente del cauce constante

#### 3.5.4 Resultados

En el proceso de cálculo del gasto dominante existen diferentes consideraciones y suposiciones referentes al tratamiento de los datos disponibles, generalmente éstas no son detalladas lo suficiente. Por ello se ha buscado revisar todas las variantes posibles para examinar los resultados que arrojan y establecer la influencia que tienen.

Las variantes de cálculo pueden dividirse en consideraciones propias del criterio (hidrológicas) como el análisis parcial de datos (año por año) o total (uno solo para todos los años), y consideraciones propias de la relación escurrimiento contra sedimentos a usarse (hidráulicas). Las variantes hidráulicas dependen del tipo de expresión usada (Meyer-Peter & Müller, Karim & Kennedy y Engelund) y del tratamiento de la resistencia al flujo (el valor de la pendiente hidráulica respecto a cada escurrimiento).

No se pretende que en todo análisis del gasto dominante se calculen todas las variantes, en muchas ocasiones el resultado más práctico y válido depende de la cantidad de datos disponibles. Esta revisión se hizo para poder descartar posibles variantes teóricas con la evidencia numérica de sus resultados. Cabe recordar que las variantes hidráulicas pueden excluirse si se cuenta con aforo de sedimentos, en este sentido es muy recomendable hacer el estudio de campo ya que de esa manera los resultados tendrán mayor validez en la recreación del fenómeno físico.

### 3.5.4.1 Resultados del uso ecuaciones de transporte de sedimentos

El comportamiento de los criterios de Engelund y Karim y Kennedy fue muy similar en comparación al criterio de Meyer-Peter y Müller. La figura 3.23 muestra el comportamiento de la curva de gasto líquido contra gasto sólido en el fondo, de la estación hidrométrica Papaloapan.

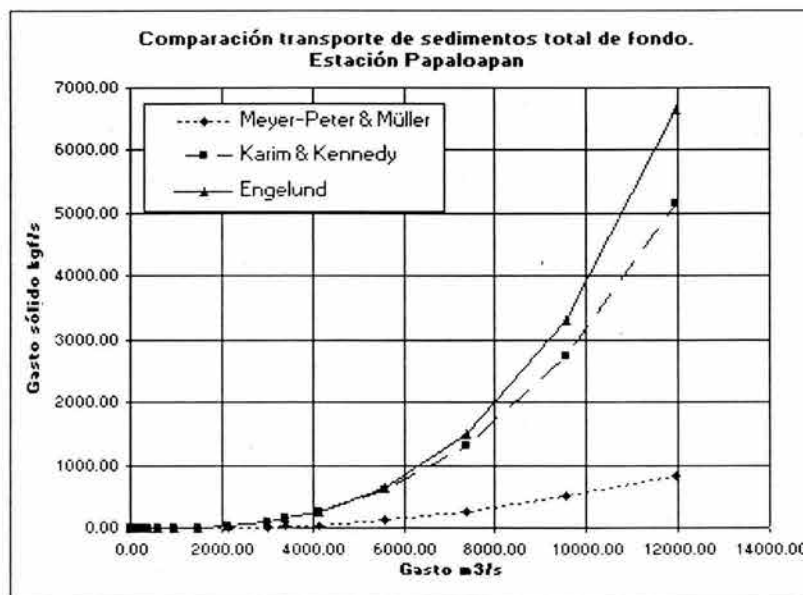


Figura 3.23 Relación escurrimiento líquido y transporte de sedimento por el fondo.

Se presentó el mismo comportamiento en cada estación independientemente de si la pendiente hidráulica se considera variable o constante. La única diferencia de importancia es el volumen de material transportado. La influencia en los resultados fueron gastos más grandes cuando se usó la ecuación de Meyer-Peter y Müller y más pequeños y parecidos entre sí con las otras expresiones. Esto se muestra en las tablas 3.19 y 3.20, los guiones indican que la fórmula no pudo aplicarse adecuadamente.

El uso de la pendiente hidráulica constante para cualquier escurrimiento genera gastos dominantes y efectivos menores que si se usa un valor variable para cada escurrimiento. Esto permite concluir

que el estimar el transporte de sedimentos sin considerar la resistencia al flujo como variable genera subestimación del gasto dominante y efectivo. Por lo que se recomienda el uso de una pendiente hidráulica variable cuando sea posible.

Gasto Estación	Meyer-Peter & Müller			Karim & Kennedy			Engelund & Hansen		
	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte
Papaloapan	2700	4425	4425	1266	750	750	820	665	665
Chacaltianguis	755	540	550	740	700	670	1500	630	630
Garro	220	160	160	246	235	235	310	440	440
Céibilla	965	820	820	389	330	330	420	330	330
Carranza	855	300	-	470	230	225	425	180	180
Perlas	2650	-	500	1444	825	780	1040	660	670
Tejar	220	112	13	136	44	42	140	65	31
Toro	50	70	215	46	52	52	48	55	60
Carrizal	50	40	40	102	52	50	50	40	50
Cardel	1070	-	215	668	1200	240	105	50	85

Tabla 3.19 Gastos dominantes para las diferentes condiciones de  $S_f$  y ecuaciones de transporte, gasto en  $m^3/s$

Gasto Estación	Meyer-Peter & Müller			Karim & Kennedy			Engelund & Hansen		
	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte	$S_f$ var	$S_f$ cte	$S_b$ cte
Papaloapan	4425	4425	4425	1884	975	975	1875	375	375
Chacaltianguis	1458	408	408	1286	408	408	1458	992	408
Garro	438	63	63	439	438	438	438	438	438
Ceibilla	1188	805	805	640	345	115	38	345	345
Carranza	1050	250	-	854	250	250	650	250	250
Perlas	3287	-	340	2972	1247	1247	3287	567	567
Tejar	370	210	10	310	50	30	370	30	30
Toro	15	135	225	127	15	15	15	75	75
Carrizal	18	18	18	230	55	55	55	55	55
Cardel	1409	-	150	936	1410	150	150	30	30

Tabla 3.20 Gastos efectivos para las diferentes condiciones de  $S_f$  y ecuaciones de transporte, gasto en  $m^3/s$

La ecuación de Meyer-Peter y Müller ha sido usada ampliamente en la practica profesional de la hidráulica fluvial aún cuando ha sido obtenida en laboratorio [Maza *et al*, 1981], sin embargo se considera que la expresión de Engelund es de las más precisas para valuar el transporte total del fondo (tanto de la capa de fondo como en suspensión) [Maza & García, 1996], aunque tiene el inconveniente de calcular transporte para escurrimientos muy pequeños. Ya que la expresión de Karim y Kennedy es semiempírica, es la más reciente (incluye mayor número de datos), y considera el inicio del movimiento de las partículas granulares (a diferencia del criterio de Engelund) se considera la más indicada de las tres y sus resultados serán los válidos de este estudio.



### 3.5.4.2 Tratamiento de los escurrimientos medios diarios

Los resultados obtenidos mediante el análisis año por año y el análisis de todos los años son similares y para fines prácticos iguales, en la tabla 3.21 se muestran los resultados.

T. Sedimentos	Análisis de todos los años		Análisis año por año	
	$Q_{DOM}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{EFF}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{DOM}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{EFF}$ m <sup>3</sup> /s
Papaloapan	1266	1884	1216	1624
Chacaltianguis	740	1286	740	1232
Ceibilla	389	640	370	542
Garro	246	439	233	397
Carranza	470	854	450	689
Perlas	1444	2972	1370	2387
Tejar	136	310	117	201
Toro	46	127	48	116
Carrizal	102	230	98	190
Cardel	668	936	630	696

Tabla 3.21 Valores del gasto dominante y efectivo, con la ecuación de Karim y Kennedy.

Puede verse que los gastos dominantes son menores que los gastos efectivos. El valor indicado en el análisis año por año es un promedio. El considerar un solo histograma con todos los escurrimientos medios diarios a través de los años es más rápido y sencillo, y aunque los cálculos detallados año por año no generan mayor precisión si permiten analizar la variación en el tiempo del gasto. En la figura 3.24 se muestra el comportamiento de los gastos efectivos y dominantes en la estación Papaloapan, los gastos iguales a cero corresponden a años donde no hubo registros.

Puede apreciarse una tendencia de disminución de los gastos, lo cual es reflejo de la disminución gradual del escurrimiento que el río Papaloapan ha experimentado a partir de la construcción de las presas aguas arriba de esta estación. Esto permite describir mediante parámetros relativos a la formación del cauce el comportamiento del régimen hidrológico a lo largo del tiempo, y representa una técnica nueva en el estudio del impacto ambiental.

La frecuencia del gasto efectivo y dominante también fue revisada, como se muestra en la tabla 3.22. Se encontró que la recurrencia de estos eventos es un poco mayor que la de la capacidad del cauce principal, lo que permite deducir que los indicadores de campo representan las condiciones de un régimen hidrológico anterior (es decir un régimen pasado en el que el escurrimiento virgen era mayor al actual), y que los escurrimientos responsables de la formación del cauce han ido reduciendo su magnitud.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

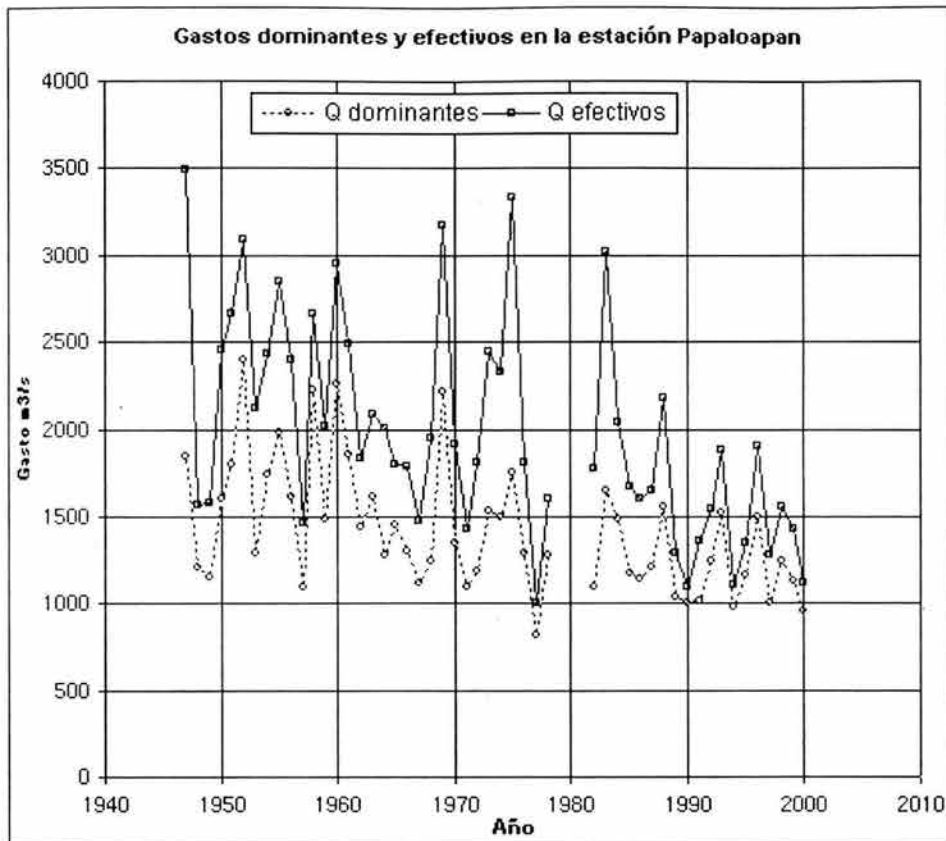


Figura 3.24 Comportamiento de los gastos efectivos y dominantes a lo largo del tiempo.

T. Sedimentos	Análisis de todos los años		Análisis año por año	
	$Q_{DOM}$ $T$ (años)	$Q_{EFE}$ $T$ (años)	$Q_{DOM}$ $T$ (años)	$Q_{EFE}$ $T$ (años)
Papaloapan	0.65	0.99	0.63	0.83
Chacaltianguis	0.48	0.87	0.48	0.82
Ceibilla	0.57	0.88	0.55	0.74
Garro	0.24	0.69	0.22	0.55
Carranza	0.9	1.61	0.88	1.26
Perlas	0.75	1.78	0.72	1.28
Tejar	0.78	1.85	0.71	1.07
Toro	0.2	0.33	0.21	0.31
Carrizal	0.69	0.89	0.68	0.82
Cardel	1.31	1.87	1.25	1.36

Tabla 3.22 Periodos de retorno de los gastos dominantes y efectivos

Los promedios de los valores de los periodos de retorno del gasto dominante y efectivo son de 0.6 años para gasto dominante y 1.1 años para gasto efectivo, los cuales son menores respecto al valor promedio de 1.78 para la CMCP. En el caso del gasto efectivo se encontró que cae dentro del rango sugerido en la literatura de 1.01 a 1.2 años principalmente [Biedenharn & Copeland, 2000].

### 3.6 Conclusiones

Los gastos que llenan el cauce principal guardan congruencia con lo reportado en la literatura, al tener periodos de retorno comprendidos entre 1 y 2 años, lo que confirma la acción de eventos frecuentes en la formación del cauce. Sin embargo, el valor promedio del periodo de retorno del gasto que llena el cauce principal no es igual a 1.5 años, siendo de 1.78 años para la CMCP, lo que confirma que el uso de tal valor como indicador del gasto formativo debe orientar sobre el orden de magnitud del gasto formativo antes que determinar un valor específico. El criterio de la relación  $T/Y$  mínima guarda buena relación con la CMCP sobre todo cuando es fácil de identificar la elevación adecuada con el criterio visual. Se recomienda el uso de ambos en la práctica.

Para los gastos dominantes, se encontró que su magnitud tiene un periodo de retorno menor a un año en la mayoría de los casos, lo que permite asegurar que los gastos responsables de transportar la mayor o la misma cantidad de sedimentos (del hidrograma) son más frecuentes que la CMCP. Ya que el gasto dominante y efectivo usan al transporte de sedimentos en el fondo para representar la formación del cauce, y la frontera sólida que se considera implícitamente es el fondo del cauce, puede concluirse que los procesos responsables de la conservación y modificación de la pendiente del cauce tienen una recurrencia mayor a los que mantienen toda la sección del canal.

El gasto dominante garantiza el mismo transporte de sedimentos que la variación natural a lo largo del tiempo, su magnitud describe al escurrimiento que conserva el transporte en el cauce y asegura que no haya erosión o depósito, por lo que puede concebirse como el gasto mínimo para que no se presenten modificaciones en el cauce y por tanto aplicarse para propósitos de conservación. Por otro lado, el gasto efectivo garantiza el transporte de la mayor cantidad de sedimento a lo largo del tiempo, y puede concebirse como el gasto que representa la acción formativa del hidrograma pudiéndose aplicar para propósitos de modelación en el estudio de la estabilidad morfológica.

La validez del gasto dominante y efectivo depende de la certeza de que el transporte de sedimentos por el fondo recrea la formación del cauce y la precisión de las estimaciones del gasto sólido relativo al gasto líquido. Se recomienda hacer uso de aforos de campo recientes de por lo menos un año, y de no contar con ellos usar criterios de transporte por el fondo (como los aquí revisados); puede usarse una pendiente hidráulica equivalente a la del fondo, pero se recomienda manejarla como variable si se cuenta con los datos. Los resultados deben revisarse con la CMCP, el registro hidrométrico y su  $T$  respectivo para descartar aquellos que no sean razonables.

## **Capítulo 4 Criterio de la potencia efectiva aplicado al cálculo del gasto formativo**

### *4.1 Generalidades*

#### 4.1.1 Contenido

Se revisa la aplicación de la potencia efectiva de la corriente al cálculo del gasto dominante. Se establece la hipótesis del criterio y se presentan los resultados que se comparan con los obtenidos en el capítulo 3. Se consideran dos variantes de cálculo: gasto efectivo y gasto dominante (el cálculo de este último no ha sido reportada antes).

#### 4.1.2 Antecedentes

El enfoque tradicional de cálculo del gasto dominante utiliza al transporte de sedimentos por el fondo como un parámetro físico que refleja la formación del cauce, sin embargo, se trata de un parámetro indirecto de la modificación de las fronteras sólidas [Tilleard, 2001]. Existe una desventaja importante al aplicar dicho enfoque, si se desconoce el transporte real el uso de ecuaciones de transporte se concentra primordialmente en la cantidad de material transportado por el escurrimiento y no específicamente en la influencia que tiene el gasto en las fronteras sólidas del cauce.

Aunque existen ecuaciones que establecen condiciones de inicio del movimiento [Maza & García, 1990], se considera importante una revisión mediante el criterio de la potencia de la corriente ya que éste parámetro es el responsable de la mayor parte del transporte del fondo [Bagnold, 1966] citado en [Simons & Sentürk, 1992].

El procedimiento se planteó por primera vez para el estudio del ajuste de cauces naturales por el cambio en el régimen hidrológico, y fue laborado por John W. Tilleard [Tilleard, 2001]; llamándolo originalmente "Effective discharge from excess stream power" (Gasto efectivo derivado del exceso de potencia de la corriente). Para las aplicaciones de este trabajo se le llamará "Criterio de la potencia efectiva para el cálculo del gasto formativo".

### 4.1.3 Aspectos teóricos

La hipótesis de este método supone que el mecanismo responsable del aumento o reducción de las dimensiones de la sección transversal del cauce es el esfuerzo cortante que actúa en las fronteras sólidas, como resultado de la acción del flujo que sobrepasa el umbral de movilidad del material [Tilleard, 2001]. El trabajo realizado es equivalente a la potencia "neta" de la corriente.

Desde el punto de vista geomorfológico, en las corrientes naturales una de las principales tareas del escurrimiento es la de transportar partículas de sedimento fuera de la cuenca. De esta manera la corriente funciona como un "máquina" transportadora, y de manera análoga a una máquina su capacidad de hacer trabajo (potencia) se puede calcular como producto de la potencia disponible por un factor de eficiencia [FISRWG, 1998]. La potencia de la corriente es la tasa de energía potencial respecto al tiempo ejercida en una unidad de área [Bagnold, 1966], y es igual al producto de la velocidad media de la corriente por el esfuerzo actuante en el fondo:

$$\tau_o U = \rho g d S U = \gamma d S U \quad (37)$$

Al escurrir el flujo por el cauce existe una resistencia al mismo, la cual gradualmente disminuye la velocidad media del flujo. El producto de la ecuación (37) representa la potencia disponible de la corriente por unidad de área después de haber sido reducida por la resistencia al flujo. Si se conocen algunos elementos básicos de una sección transversal cualquiera (profundidad del flujo, pendiente del fondo y velocidad promedio), es posible calcular la potencia de la corriente por unidad de área para un rango de escurrimientos. Sin embargo ello ignora un problema práctico y uno teórico [Tilleard, 2001]:

- El problema práctico se debe a la falta de información precisa con la cual puede determinarse la pendiente promedio, particularmente en sitios donde el fondo del cauce es plano o que  $S_b$  es cero. De acuerdo con la experiencia del Tilleard, la obtención de pendientes características del fondo en cauces aluviales puede determinarse mediante la identificación y medición del "thalweg" (línea en un cauce que describe a lo largo de su curso la profundidad máxima), a lo largo de una distancia equivalente a varias longitudes de onda de los meandros. Este tipo de información no está disponible por lo general en estaciones hidrométricas, y el uso de otros criterios para medir la pendiente del fondo no son confiables. Por otro lado, en las estaciones hidrométrica es frecuente encontrar

detalladas relaciones elevación-escorrimento, mediciones de secciones transversales y mediciones de velocidad.

- El problema teórico reconoce que la tasa de energía ejercida por la potencia de la corriente, es la tasa total de energía ejercida en el canal incluyendo energía gastada con todas las formas de resistencia en las fronteras y el arrastre. Esto no es necesariamente la tasa de energía ejercida por el flujo que sea relevante para el trabajo hecho sobre las partículas individuales en la frontera sólida. En lugar de ello se necesita aislar la tasa de energía que es gastada a la escala de la partícula.

Tilleard planteó su criterio de manera conceptual llamando a  $S$  pendiente del fondo, suponiendo que era equivalente a la pendiente hidráulica. Esto no es estrictamente cierto en corrientes naturales ya que esa suposición sólo es válida en flujo uniforme y permanente, el cual se presenta pocas veces en la realidad. Además, el gradiente hidráulico varía dependiendo del escurrimento por lo que no puede suponerse que es constante. Al descartar el uso de  $S$  por la velocidad media del flujo, se está refiriendo indirectamente a una medida del gradiente de energía, lo cual además de ser práctico es teóricamente correcto.

La siguiente justificación teórica del criterio se presenta con mayor detalle que en la referencia original, ya que se revisó el planteamiento teórico y se desarrolló paso a paso. Partiendo del trabajo de Einstein y Barbarossa [Einstein & Barbarossa, 1952], el esfuerzo cortante total  $\tau_o$ , representa la suma de [Petit, 1990]:

$$\tau_o = \tau' + \tau'' \quad (38)$$

En donde  $\tau'$  es el esfuerzo cortante debido a la resistencia de las partículas que componen las fronteras sólidas, y  $\tau''$  es el esfuerzo cortante debido a la suma de todas las otras fuerzas actuantes en el flujo; incluyendo aquellas asociadas con las irregularidades en el fondo, las márgenes, las formas de fondo y otros obstáculos o irregularidades como meandros.

El único esfuerzo cortante de relevancia para el transporte de sedimentos es  $\tau'$  [Laurson, 1958], y por lo tanto para el ajuste de las fronteras sólidas del canal puede hablarse entonces de la "potencia de la corriente relacionada a las partículas" la cual queda definida como [Tilleard, 2001]:

$$\tau' U \quad (39)$$

El esfuerzo relacionado a las partículas es determinado por el campo de velocidades existente en la superficie granular [Ackers & White, 1973]. Para ello es necesario relacionarlo con la forma del perfil de velocidades cerca de la fronteras sólidas. Generalmente el flujo en ríos es turbulento, siguiendo las ideas de Prandtl y Karman sobre la teoría de la capa límite y la distribución de velocidades en un flujo turbulento que se comporta hidráulicamente con fronteras rugosas, se establece una relación entre la velocidad media del flujo y la velocidad al cortante [Einstein, 1950]:

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \left( 12.27 \frac{R}{k_s} x \right) \quad (40)$$

$$\frac{U}{\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}} = 5.75 \log \left( 12.27 \frac{R}{k_s} x \right) \quad (41)$$

En donde  $R$  es el radio hidráulico,  $k_s$  es la rugosidad equivalente del material que compone la frontera sólida y  $x$  es un factor de corrección, igual a la unidad para una frontera totalmente rugosa. Simplificando los términos y haciendo un tratamiento análogo para el esfuerzo cortante relacionado a la partícula la expresión queda de la siguiente manera:

$$\frac{U}{\sqrt{\frac{\tau'}{\rho}}} = 5.75 \log \left( 12.27 \frac{R}{k_s} \right) \quad (42)$$

Ya que en los ríos en estudio el radio hidráulico  $R$  es muy similar al tirante medio  $Y$  de las secciones transversales, en adelante se usará la variable  $Y$ . Los valores 12.27 y  $k_s$  pueden englobarse en una constante para introducir un parámetro más práctico como el diámetro medio del material  $D_m$  [Ackers y White, 1973]:

$$\frac{U}{\sqrt{\frac{\tau'}{\rho}}} = 5.75 \log \left( \alpha \frac{Y}{D_m} \right) \quad (43)$$

El valor sugerido por estos autores para  $\alpha$  es 10 [Ackers y White, 1973]. Despejando el esfuerzo cortante relacionado a las partículas se tiene la siguiente expresión:

$$\tau' = \frac{\rho U^2}{\left(5.75 \log \left(10 \frac{Y}{D_m}\right)\right)^2} \quad (44)$$

La que al combinara con la ecuación (39) se obtiene el producto del esfuerzo cortante relativo a las partículas por la velocidad media del flujo, o potencia de la corriente relativa a las partículas, que puede interpretarse como la tasa de energía gastada por la corriente para mover las partículas que componen las fronteras sólidas, y que es de la siguiente forma:

$$U\tau' = \frac{\rho U^3}{\left(5.75 \log \left(10 \frac{Y}{D_m}\right)\right)^2} \quad (45)$$

El esfuerzo relativo efectivo, que puede iniciar el movimiento en las partículas sólidas de la frontera es la diferencia entre el esfuerzo cortante de las partículas menos un esfuerzo crítico o límite resistente de movilidad [White, 1940], el cual tiene la forma general:

$$\tau_c' = C_1 \rho g \Delta D \quad (46)$$

Donde  $C_1$  es un coeficiente y  $\Delta$  es la densidad relativa de las partículas dentro del agua. Cómo puede verse, esta expresión es similar al parámetro de movilidad adimensional de Shields [Shields, 1936] citado en [Maza & García, 1991], es decir:

$$\frac{\tau_c'}{\rho g \Delta D} = C_1 \quad (47)$$

La diferencia entre el esfuerzo cortante de la partícula y el esfuerzo crítico es el esfuerzo neto, que al multiplicarse con la velocidad media de la corriente nos determina la potencia "neta" o efectiva de la corriente que actúa en las fronteras sólidas y que queda definida así:



$$P = U \left( \frac{\rho U^2}{\left( 5.75 \log \left( 10 \frac{Y}{D_m} \right) \right)^2} - \tau_c' \right) \quad (48)$$

La potencia efectiva puede calcularse para cada escurrimiento en el que las características hidráulicas y de la frontera sólidas sean conocidas [Tilleard, 2001]. Las unidades de la potencia efectiva son potencia entre área o de trabajo por unidad de tiempo entre área, también pueden interpretarse como unidades de fuerza unitaria entre tiempo o la fuerza promedio (a lo ancho de la corriente) efectiva que actúa en un segundo:

$$\left[ \frac{\text{Potencia}}{\text{Área}} \right] = \left[ \frac{\text{Trabajo}}{\text{Tiempo} \times \text{Área}} \right] = \left[ \frac{\text{Fuerza} \times \text{Longitud}}{\text{Tiempo} \times \text{Área}} \right] = \left[ \frac{\text{Fuerza}}{\text{Tiempo} \times \text{Longitud}} \right] \quad (49)$$

La ecuación (48) puede aplicarse a cualquier frontera sólida de la sección transversal, pudiéndose distinguir al fondo del cauce de las laderas de las márgenes. Tilleard calculó la potencia efectiva por separado debido a que el material presente en el cauce no era el mismo, siendo el fondo gravoso-arenoso y los taludes arenoso-cohesivos. El análisis permitió evaluar el orden de magnitud de los escurrimientos que por la potencia efectiva realizan más trabajo en el material que constituye el perímetro mojado. La magnitud de los escurrimientos que afectaban las laderas fue mayor que los que afectaban al fondo. Este resultado es razonable si se recuerda que el esfuerzo crítico para materiales cohesivos es mayor que para materiales friccionantes [Maza & García, 1991].

#### 4.1.4 Ventajas y limitaciones del criterio

La aportación más significativa de este criterio es el análisis racional de los mecanismos responsables de la modificación de las fronteras sólidas del cauce, el cual es un evento previo al proceso de transporte de sedimentos por lo que representa un análisis más detallado que el uso de expresiones de transporte. Si bien es cierto que las ecuaciones más recientes de transporte de sedimentos proponen planteamientos que consideran el inicio del movimiento de las partículas, en general requieren del uso de coeficientes o exponentes de correlación de datos de campo y laboratorio que mejoren la precisión de su aplicación.

Otra aportación importante es el uso de la velocidad media del flujo como un parámetro de la resistencia al flujo y por ende de la pendiente de energía, sólo que tal magnitud es más fácil de calcular mediante aforos directos en la corriente. De acuerdo con Simons y Sentürk es recomendable que en aplicaciones de campo el gradiente de energía  $S_f$  sea sustituido por un término apropiado de velocidad. La razón principal de esta sugerencia se debe a la dificultad para realizar una medición precisa del gradiente de energía, y la simplicidad y precisión con la cual la velocidad y la distribución de velocidades puede ser medida o estimada así como la correlación cercana entre el gradiente de energía y la velocidad [Simons & Sentürk, 1992].

Una limitante importante del criterio es que fue concebido y aplicado para cauces con sedimentos uniformes, no cohesivos y que no consideran el proceso de acorazamiento. Esta limitación no es exclusiva de la potencia efectiva ya que muchas ecuaciones de transporte de sedimentos evitan el tratamiento de sedimentos acorazados o materiales bien graduados, así como el análisis de materiales cohesivos. Esto es atribuible al paradigma actual de la ingeniería fluvial (es decir los criterios y las hipótesis que se suponen como fundamentales en la aplicación de métodos de solución práctica), por lo tanto no debe ser motivo para descartarlo.

## 4.2 *Aplicación del criterio*

### 4.2.1 Metodología propuesta

Para calcular la potencia efectiva asociada a cada escurrimiento se hizo uso de las relaciones elevación contra gasto y las gráficas elevación contra área hidráulica, mencionadas en el capítulo 3, para construir relaciones elevación contra velocidad media, que junto con las gráficas elevación contra tirante medio permitieron calcular la potencia de la corriente asociada a la profundidad y el escurrimiento.

El rango de datos usado y el tratamiento de los mismos se hizo de igual manera que en el capítulo 3. Se procedió de dos maneras con los escurrimientos medios diarios, mediante un análisis año por año que muestra el comportamiento de los gastos a lo largo del periodo de tiempo considerado y mediante un sólo análisis completo que considera toda la longitud del registro.

### 4.2.2. Consideraciones específicas para este estudio

Ha habido distintas propuestas sobre el valor que debe tener el coeficiente  $C_f$  de la ecuación (47). Shields propone un valor de 0.056 para condiciones de turbulencia plena y sedimentos no

cohesivos [Shields, 1936], Lane sugiere un valor de 0.049 y permite acorazamiento en su modelo de esfuerzos críticos para sedimentos extendidos si la distribución que mejor se ajusta es log-normal o logarítmica [Lane, 1957], Meyer-Peter y Müller proponen 0.047 aplicable a granulometrías extendidas y uniformes para cualquier régimen de flujo [Meyer-Peter & Muller, 1948], y recientemente mediante observación directa del movimiento incipiente se han propuestos rangos entre 0.030 y 0.073 [Buffington *et al*, 1997] citado en [Tilleard, 2001,] para ríos con fondo compuesto por gravas. La elección de un valor específico es difícil ya que el concepto de inicio del movimiento no está claramente definido, al poderse referir a una partícula o a un grupo de ellas [Maza & García, 1991].

La importancia de conocer el valor preciso de ese factor radica en la cuantificación correcta del esfuerzo crítico que las partículas sólidas pueden resistir. Los valores propuestos corresponden a la acción de régimen turbulento, como ocurre por lo general en las corrientes naturales. Existen otras consideraciones que deben tomarse en cuenta antes de usar un valor específico:

- Los estudios realizados generalmente han analizado el comportamiento de sedimentos granulares sin propiedades cohesivas. En algunos casos, un pequeño porcentaje en peso de material cohesivo, como arcillas, es suficiente para modificar el estado de inicio del movimiento en una mezcla de sedimentos, presentando una mayor resistencia que si fuera únicamente material granular como arenas o gravas. Un ejemplo de esto fue indicado por Lane, quien notó que en canales de laboratorio con agua clara el esfuerzo necesario para el inicio del movimiento era considerablemente menor que en ríos con agua turbia que posiblemente pueden contener material aglutinante [Lane, 1953] citado en [Simons & Sentürk, 1992]. Esta clase de casos no ha sido abordada lo suficiente y por el momento no existen soluciones generales [Maza & García, 1991].
- El tipo de sedimentos que han sido estudiados son materiales uniformes, por lo que el estudio de mezclas de materiales bien graduados o susceptibles de desarrollar acorazamientos no ha sido examinado lo suficiente por la complejidad del fenómeno. Algunos autores recomiendan el uso de un diámetro representativo para recrear el posible comportamiento de la mezcla de sedimentos mediante el análisis de su granulometría y el tipo de distribución que presentan [Maza & García, 1991]. Para aplicaciones prácticas de estos resultados al movimiento de material granular no uniforme, se sugiere también el uso del tamaño medio del grano [Simons & Sentürk, 1992].

En este trabajo se decidió usar un valor de  $C_f$  de 0.052, el cual es un valor medio entre 0.030 y 0.073, en vista de que esos coeficientes son derivados de estudios de campo recientes [Buffington *et al*, 1997] y que guardan similitud con los resultados de otros autores.

Las granulometrías del material del fondo de las corrientes en este estudio presentan menos del 2% de material fino, por lo que se supone que la influencia de material aglutinante puede descartarse. Sin embargo, en el caso del material que compone las márgenes el porcentaje de material fino es de por lo menos 10%, por lo que aunque el criterio presentado potencialmente puede aplicarse a márgenes (por ser fronteras sólidas), no se considera pertinente aplicarlo en este caso por la cantidad de material cohesivo ya que el valor de coeficiente elegido corresponde estrictamente a materiales granulares.

El diámetro usado para el análisis de cada tramo fue el gasto medio aritmético de la muestra granulométrica en vista de que los sedimentos del fondo son preponderantemente de granulometría extendida.

El análisis se limitó únicamente al material del fondo y se descartaron las márgenes. Debido a que no se contó con la evaluación correcta del esfuerzo crítico para materiales de naturaleza cohesiva. Además de que se hacen comparaciones con los criterios del capítulo 3 que no consideran el análisis de las márgenes.

#### 4.2.3 Resultados

Los resultados se presentan en la tabla 4.1, al igual que en el transporte de sedimentos los valores del gasto dominante fueron menores que el gasto efectivo. Comparando el análisis parcial con el total se observan resultados similares con excepción de las estaciones Las Perlas y el Tejar, en donde la variación para el gasto efectivo es mayor. Se recomienda hacer uso del valor promedio del análisis año por año, ya que se calcula partir de años con datos completos, en el análisis total la frecuencia de algún intervalo de escurrimientos probablemente pudo afectar el resultado.

En el caso de la estación Papaloapan el criterio dio resultados iguales considerando gasto dominante o efectivo. Ello se debió a que en el periodo de análisis sólo hubo un escurrimiento que pudo realizar trabajo efectivo, el cual tiene una recurrencia mayor al gasto de la CMCP. Ello puede implicar que el régimen de escurrimientos del periodo analizado es de menor magnitud que el régimen actuante en el pasado (que hizo que el material que compone el fondo llegase allí), lo que es razonable si se recuerda la construcción de presas aguas arriba y el análisis de escurrimientos

posteriores a su puesta en marcha. Para fines prácticos los gastos calculados en esta estación pueden considerarse como inaplicables.

El guión indica que el criterio no pudo aplicarse en las estaciones J. Carranza y Cardel. En esos casos el esfuerzo actuante relativo a las partículas no sobrepaso el umbral de movimiento del material en el fondo, la diferencia de ambos era negativa y la potencia efectiva de la corriente expresaba entonces físicamente la incapacidad de realizar trabajo de movimiento en las fronteras sólidas. Ello se interpreta como un cauce en que la acción del escurrimiento medio diario en el periodo de análisis no produce un gasto dominante o efectivo activo.

P. Efectiva	Análisis de todos los años		Análisis año por año	
	$Q_{DOM}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{EFE}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{DOM}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{EFE}$ m <sup>3</sup> /s
Estación				
Papaloapan	4425	4425	4425	4425
Chacaltianguis	744	1149	749	1123
Ceibilla	1209	1371	1196	1264
Garro	291	453	281	418
Carranza	-	-	-	-
Perlas	3298	4414	3138	3610
Tejar	195	309	177	230
Toro	143	281	140	237
Carrizal	137	219	134	194
Cardel	-	-	-	-

Tabla 4.1 Resultados del gasto dominante y efectivo con el criterio de la potencia efectiva.

Los resultados pueden clasificarse en dos grupos: aquellos que calculan gastos dominantes y efectivos activos y aquellos en los que no se obtuvo ningún resultado (lo que es reportado por primera vez en la aplicación del criterio). Un gasto dominante activo es aquel que produce movimiento en las fronteras sólidas del cauce y conserva de manera dinámica las dimensiones del cauce o instiga ajustes morfológicos agrandando al canal.

El caso complementario es el de un gasto dominante pasivo en el que al no existir movimiento en las fronteras puede conservar de manera estática las dimensiones del cauce o instiga ajustes morfológicos reduciendo al canal. Este gasto pasivo no puede calcularse con el criterio de la potencia efectiva, y en este sentido el transporte de sedimentos es mejor.

También se revisó la frecuencia de los gastos efectivos y dominantes como se muestra en la tabla 4.2. Descartando los casos en los que el criterio no aplica por lo resultados que arroja (Papaloapan,

Carranza y Cardel), se obtuvo el promedio de los periodos de retorno, el cual fue de 1.05 años para el gasto dominante y de 1.3 años para el gasto efectivo mediante el análisis año por año.

P. Efectiva	Análisis de todos los años		Análisis año por año	
	$Q_{DOM}$ T (años)	$Q_{EFE}$ T (años)	$Q_{DOM}$ T (años)	$Q_{EFE}$ T (años)
Papaloapan	5.78	5.78	5.78	5.78
Chacaltianguis	0.48	0.75	0.48	0.73
Ceibilla	2.31	3.04	2.26	2.54
Garro	0.31	0.74	0.29	0.61
Carranza	-	-	-	-
Perlas	2.14	4.04	1.96	2.56
Tejar	1.04	1.84	0.95	1.25
Toro	0.36	0.82	0.36	0.63
Carrizal	0.74	0.87	0.73	0.83
Cardel	-	-	-	-

Tabla 4.2 Resultados del gasto dominante y efectivo con el criterio de la potencia efectiva. Periodos de retorno

Si se comparan los resultados de este criterio con el periodo de retorno promedio de la capacidad máxima del cauce principal de 1.78 años, también se encuentra la misma tendencia que en la aplicación del transporte de sedimentos: los eventos responsables de la formación del cauce son más frecuentes que la evidencia de los indicadores de campo. Lo que implica que los eventos formativos actuales son de menor magnitud que en el pasado, basándose en la evidencia de la CMCP y los eventos medios máximos anuales con los que se revisa la recurrencia de los escurrimientos.

### 4.3 Comparación con criterios convencionales

#### 4.3.1 Criterios de transporte de sedimentos y de potencia efectiva

Las tablas 4.3 y 4.4 resumen la magnitud y el periodo de retorno del gasto de la CMCP, de los gastos efectivos y dominantes calculados con el transporte de sedimentos (ecuación de Karim y Kennedy) y potencia efectiva. Los resultados son promedios aritméticos del análisis año por año del hidrograma.

En la mayoría de los casos los órdenes de magnitud y recurrencia son de orden similar entre ambos criterios (potencia efectiva y transporte de sedimentos), por lo que se considera que los resultados de la potencia efectiva son congruentes en el contexto del gasto formativo.

$Q$ en $m^3/s$	$Q_{CP}$	$Q_{DOM}$	$Q_{EFE}$	$Q_{DOM}$	$Q_{EFE}$
		Criterio de T. De Sed.		Criterio de pot. Efectiva	
Papaloapan	2163	1216	1624	-	-
Chacaltianguis	1763	740	1232	749	1123
Ceibilla	1100	370	542	1196	1264
Garro	669	233	397	281	418
Carranza	581	450	689	-	-
Perlas	2813	1370	2387	3138	3610
Tejar	320	117	201	177	230
Toro	336	48	116	140	237
Carrizal	665	98	190	134	194
Cardel	449	630	696	-	-

Tabla 4.3 Gastos influentes en la formación del cauce en  $m^3/s$ .

$T$ en años	$Q_{CP}$	$Q_{DOM}$	$Q_{EFE}$	$Q_{DOM}$	$Q_{EFE}$
		Criterio de T. De Sed.		Criterio de pot. Efectiva	
Papaloapan	1.21	0.63	0.83	-	-
Chacaltianguis	1.48	0.48	0.82	0.48	0.73
Ceibilla	1.92	0.55	0.74	2.26	2.54
Garro	2.43	0.22	0.55	0.29	0.61
Carranza	1.07	0.88	1.26	-	-
Perlas	1.63	0.72	1.28	1.96	2.56
Tejar	1.94	0.71	1.07	0.95	1.25
Toro	1.14	0.21	0.31	0.36	0.63
Carrizal	2.08	0.68	0.82	0.73	0.83
Cardel	0.98	1.25	1.36	-	-

Tabla 4.4 Periodos de retorno de gastos influentes en la formación del cauce en años.

Observando los resultados de la potencia efectiva se encuentran gastos mayores a los obtenidos con ecuaciones de transporte de sedimentos, lo que implica que los escurrimientos responsables de la formación de las fronteras del cauce (en este caso el fondo) son de mayor magnitud que los que realizan la mayor cantidad de transporte o que conservan la acción del hidrograma (en términos del transporte de sedimentos).

Estas diferencias se explican si se recuerda que el material transportado por el fondo está compuesto por sedimentos en suspensión (que puede precipitarse al fondo del cauce) y por sedimentos de la capa de fondo (que sí están directamente relacionados con las fronteras sólidas).

Reconsiderando lo anterior puede distinguirse entre el proceso de transporte de material y el de formación del cauce en relación con la acción del escurrimiento.

Ambos criterios reflejan de manera similar la acción formativa, pero se distinguen por el nivel de detalle que ofrecen. En el transporte de sedimentos los escurrimientos que producen gasto sólido proveen de material al cauce y potencialmente pueden formar la fronteras sólidas de manera indirecta por la erosión o el depósito. Esta aproximación no es completa, sobre todo si una parte (o toda) del material transportado nunca interviene en la forma del cauce (por ejemplo el material de fondo en suspensión que no influye en el acorazamiento del fondo de un canal).

En la potencia efectiva los escurrimientos que inciden directamente en la modificación de las fronteras sólidas son los que pueden formar al cauce. Sus resultados recrean el equilibrio dinámico (o morfológico según sea el caso) en el que la acción del escurrimiento incide de manera activa en el cauce, ya sea manteniendo las dimensiones actuales o aumentándolas. Sin embargo esta aproximación también tiene desventajas, principalmente por las implicaciones que genera el no poder calcular un gasto dominante o efectivo.

En estos casos el esfuerzo efectivo actuante en los granos del fondo no rebasa el umbral del movimiento de la mezcla de partículas. Esto puede interpretarse como una cierta estabilidad de las dimensiones de la frontera sólida ante la acción del escurrimiento líquido. Sin embargo, en términos estrictos ello significa que la capa más cercana al fondo del cauce no presenta movimiento y sólo puede concluirse que el cauce no aumenta sus dimensiones.

Puede suponerse que el cauce es estáticamente estable (en términos de sus grados de libertad), y que aunque haya transporte de material en la región cercana al fondo, éste no influye en la formación del cauce al no contribuir a los procesos de erosión o depósito que varíen a las secciones transversales a largo plazo. Esta interpretación no ha sido mencionada en la referencia original ni en la literatura especializada, por lo que debe considerarse una aportación de este estudio.

La deducción anterior no es completamente concluyente ya que puede haber otros procesos de formación del cauce que no son modelados por el criterio de la potencia efectiva, como la sedimentación (agradación del fondo en donde se requiere que exista material en el flujo), la floculación de partículas cohesivas en el fondo del cauce o la contracción de las dimensiones del cauce propiciado por el aumento de vegetación en las fronteras sólidas al arraigar material depositado.



Antes de establecer generalizaciones sobre la existencia de un estado de equilibrio estático se recomienda que se examinen las propiedades del sedimento en suspensión que es transportado por el flujo, así como la evolución y extensión de la vegetación en las fronteras sólidas, y la influencia que ambos tengan en la contracción del cauce. Esto también aplica para la determinación de la estabilidad dinámica y morfológica.

Por lo anterior no es posible concluir que el criterio de la potencia efectiva es mejor que el del transporte de sedimentos, pero se reconoce la utilidad de ambos recomendándose el uso de ellos para que sus resultados ayuden a deducir la acción formativa de los escurrimientos que proveen material al cauce y los que lo pueden modificar activa o pasivamente.

#### *4.4 Conclusiones*

El criterio de la potencia efectiva constituye el primer planteamiento teórico orientado al gasto formativo que analiza desde un enfoque completamente racional al proceso formativo del cauce. Su aportación más relevante radica en el uso de un parámetro directo de modificación de fronteras sólidas en sustitución del parámetro indirecto del transporte de sedimentos. Así como la hipótesis de que el proceso formativo es dependiente principalmente del trabajo hecho por la corriente en las fronteras sólidas.

En base a las condiciones de los cauces en estudio, se encontraron dos tipos de resultados. En el primer caso los resultados se refieren a la determinación de un gasto dominante o efectivo activo, en el que puede sintetizarse el régimen de escurrimientos que denota el equilibrio dinámico o morfológico. En el segundo caso no fue posible calcular ningún gasto dominante, lo que representa una desventaja respecto al criterio del transporte de sedimentos.

Las interpretaciones físicas posibles de esta situación pueden ser la estabilidad estática o morfológica (en la que existe contracción del cauce). Ninguna de ellas puede ser aceptada como válida hasta que se analice directamente en campo si existen las condiciones que propicien ello. Ya que ello está sujeto a la presencia de dicho material para poder establecer la posible contracción del canal, deben conocerse las propiedades mecánicas del mismo, lo que cobra mayor influencia si puede desarrollarse floculación o si el sedimento tiene características cohesivas. En este aspecto en el transporte de sedimentos es útil y por tanto no debe descartarse.

Originalmente Tilleard [Tilleard, 2001] comparó los resultados del gasto efectivo con la CMCP partiendo de la suposición de que los cauces ya eran estables y no experimentaban mayores

ajustes. Concluyó que el criterio de la potencia efectiva modelaba mejor el proceso de agrandamiento que el de contracción de las dimensiones del canal (como resultado del aumento o disminución del escurrimiento virgen). Lo que atribuyó a la influencia del proceso de vegetación de las márgenes en la reducción del cauce.

El criterio de la potencia efectiva es susceptible de mejorarse, en la medida de que se introduzca en su análisis el fenómeno de la sedimentación en suspensión en las fronteras del cauce. Lo que puede determinarse con ayuda de la medición del transporte de sedimentos en el fondo, calculando un coeficiente de precipitación de la mezcla en suspensión cercana al fondo en función de la potencia efectiva ejercida. Ello constituye una línea de investigación útil y novedosa en lo referente al estudio de la formación de cauces.

Por último, cabe recalcar que la referencia original sólo calcula el gasto efectivo, por lo que el cálculo del gasto dominante con el criterio de potencia efectiva constituye una aportación propia de esta tesis que no ha sido reportada antes. La interpretación que dicho gasto tiene al aplicarse el criterio de la potencia efectiva, es el del escurrimiento que realiza un trabajo de conservación en el fondo del cauce, el cual es el umbral inferior de modificación, por debajo del cual no hay acción efectiva en el cauce y por encima del cual es susceptible de ajustar las dimensiones del mismo aumentándolas.

## Capítulo 5 Conclusiones y recomendaciones

### 5.1 Conclusiones

#### 5.1.1 Concepto de gasto formativo

El cauce de una corriente natural es producto de la acción del régimen de escurrimientos el cual define la forma y la dimensión del mismo. El gasto formativo es un modelo teórico de simplificación, que se define de la siguiente manera:

**El gasto formativo es el escurrimiento representativo del régimen hidrológico que actúa en un cauce natural, y que por sus características de calidad, magnitud y recurrencia, es el responsable de la mayor parte del proceso gradual de conservación o modificación de las fronteras sólidas del canal natural a lo largo del tiempo.**

El gasto formativo es el parámetro más indicado para el estudio del proceso formativo de cauces naturales sujetos a la acción del escurrimiento y que experimentan un estado de equilibrio estático o dinámico. Para cauces con estabilidad morfológica, que se encuentran en proceso de ajuste de sus grados de libertad respecto a su régimen hidrológico, no existe evidencia experimental que mencione explícitamente al gasto formativo como un parámetro válido para su estudio. Sin embargo, reconsiderando las ideas aquí presentadas y los fundamentos teóricos de las hipótesis de la formación de cauces naturales, se sugiere que es posible extender el concepto a este caso, lo que contribuiría al desarrollo de una hipótesis generalizada más detallada de la formación de cauces naturales.

El proceso de formación de un cauce natural es un fenómeno complejo, pero requiere ser abordado por la relación que tiene en diferentes problemas de la hidráulica fluvial, particularmente aquellos que se encargan de la conservación, restauración, saneamiento, rectificación o diseño natural de cauces. El gasto formativo es un concepto vigente que contribuye directamente a la solución de dichos problemas, ya que aborda una de las interrogantes frecuentemente planteadas en hidráulica fluvial: ¿Cuál es el gasto más apropiado para evaluar un proceso evolutivo? O ¿Cuál es el gasto más adecuado para conservar la acción variable del régimen hidrológico?

Para su estudio y aplicación es necesario considerar las siguientes hipótesis:

- Una corriente natural está compuesta básicamente de dos elementos: el escurrimiento, que corresponde a la cantidad de agua que es drenada a lo largo del tiempo, y el cauce, que es el canal natural y constituye la frontera sólida por la que escurre generalmente el río.
- El escurrimiento es producto de las condiciones particulares de la cuenca a la que drena, principalmente el clima, la geología y la fisiografía.
- Las características de los diferentes caudales que escurren a lo largo del tiempo en una corriente como su magnitud y recurrencia, constituyen el régimen hidrológico que actúa en el cauce.
- El escurrimiento es la variable más importante en la formación del cauce natural y por lo tanto en la modificación o conservación de su forma y dimensión, específicamente sus grados de libertad.
- El tipo de equilibrio que un cauce puede tener respecto al régimen hidrológico que actúa en él puede ser estático, dinámico o morfológico. En la mayoría de las corrientes naturales el equilibrio del cauce puede ser dinámico, es decir que sus dimensiones promedio se conservan a lo largo del tiempo, o morfológico, en cuyo caso sus dimensiones se están ajustando como consecuencia de la acción del régimen hidrológico.
- La periodicidad y permanencia a largo plazo del régimen hidrológico de una corriente influirá en la conservación o modificación de los grados de libertad que componen al cauce, es decir de que conserve una determinada condición de equilibrio o que alcance una nueva.
- El gasto formativo no es un valor constante para todo el curso del río, dependiendo de las condiciones particulares del cauce (cantidad de escurrimiento y propiedades mecánicas del material que compone al fondo y las márgenes), puede determinarse el valor adecuado para un tramo específico.

### 5.1.2 Criterios de cálculo

La aplicación de cualquier criterio, así como la validez de sus resultados muchas veces es dependiente de la disponibilidad de los datos. Siguiendo un criterio práctico puede decirse que el gasto formativo obtenido por cualquier metodología es correcto en la medida en que no se cuente con un resultado mejor. Sin embargo al aplicar algún método específico debe tenerse conocimiento suficiente de las implicaciones que el mismo conlleva, para poder establecer la validez de los resultados obtenidos y en consecuencia recomendar un estudio más detallado si así se requiere. Deben advertirse las imprecisiones que apliquen para no incurrir en decisiones equivocadas justificándolas con la falta de datos.

Para esto es necesario conocer lo mejor posible las condiciones de campo en el tramo estudiado, identificando aquellas que descarten la aplicación de algún método o le resten precisión. Por lo tanto se obtendrán mejores resultados en la medida en que se conozcan mejor:

- El comportamiento histórico del régimen hidrológico que actúa en el cauce mediante el análisis de los registros hidrométricos.
- El tipo de estabilidad que el cauce experimenta respecto a su régimen hidrológico.
- Las características y la respuesta mecánica de los materiales que componen las fronteras sólidas del cauce debida a la acción del flujo.
- La validez de las teorías referentes al transporte de sedimentos, el inicio del movimiento y el análisis de materiales con granulometría extendida o con propiedades cohesivas.

El gasto formativo ha sido asociado a la capacidad máxima del cauce principal partiendo de la suposición que existe un equilibrio entre el escurrimiento y la forma del cauce, en base a la evidencia de esta hipótesis se derivó el estudio de la frecuencia que ese escurrimiento tenía. Estos son dos de los criterios cálculo existentes pero sólo son válidos bajo ciertas condiciones.

El objetivo del gasto formativo es la síntesis del régimen de escurrimientos, comparado con los otros criterios sólo el grupo del gasto dominante hace un análisis del hidrograma de la corriente y su relación con el material del cauce. No hay un método definitivo que determine una síntesis exacta, pero existen distintas variantes: el gasto dominante y el gasto efectivo, aplicados con el transporte de sedimentos o la potencia efectiva de la corriente.

La diferencia entre el gasto dominante y efectivo radica en la manera en como sintetizan el hidrograma ya sea de manera media o modal. La diferencia entre el transporte de sedimentos y la potencia efectiva se debe a la relación del escurrimiento con el material del fondo del cauce, ya sea mediante la presencia de sedimento en esa zona o la modificación de su frontera sólida. Teóricamente todas estas variantes pueden aplicarse a un cauce que experimente cualquier tipo de estabilidad.

Dentro de las posibilidades de cada estudio se recomienda la aplicación de todos los criterios, para poder orientar la validez de sus resultados y determinar el valor más adecuado del gasto formativo, el cual conviene concebirlo como un rango de valores. Este tratamiento es más congruente con el proceso formativo natural que el uso de un valor único.

Se concluye lo siguiente en cuanto a los criterios de cálculo:

- Gasto de la CMCP. Se corrobora su importancia para evaluar las condiciones pasadas y presentes de cualquier tipo de cauce, en base a la evidencia material que revisa. La aplicación de este criterio para estimar al gasto formativo y darle uso a sus cálculos debe limitarse a cauces completamente estables, por lo que es recomendable evaluar la estabilidad del cauce antes de confiar completamente sus resultados.
- Gasto asociado con un periodo de retorno fijo. La existencia de un valor específico lo suficientemente exacto para cualquier tipo de cuenca y estabilidad del cauce no ha sido comprobada. Ello se debe a la variación de condiciones hidrológicas y a la recurrencia de los procesos responsables del ajuste de un cauce de cualquier tipo. Se ha encontrado un rango del periodo de retorno únicamente para cauces aluviales estables pero no un valor estandarizado. Se recomienda dejar de usarlo como criterio determinista, en lugar de ello debe usarse como técnica de comparación para los demás criterios.
- Gasto dominante. Este criterio recrea la conservación de la acción del régimen de escurrimientos, y puede usarse como parámetro para el diseño natural de cauces. Al conservar las condiciones actuales del cauce, permite evaluar los rangos de magnitud del escurrimiento para el mantenimiento de los grados de libertad, principalmente del fondo. Su magnitud representa el umbral por el que encima o debajo del mismo el cauce probablemente aumente o reduzca sus dimensiones.
- Gasto efectivo. Este criterio recrea la acción del régimen de escurrimientos, y puede usarse como parámetro de modelación para la evolución de cauces naturales. Es el que puede representar mejor la acción formativa del régimen presente que incida aumento o disminución por la acción del escurrimiento.

Los criterios del gasto dominante y efectivo son susceptibles de mejorarse, en la medida en que se tenga mayor precisión de los fundamentos teóricos de la mecánica de fluidos e hidráulica fluvial. Se recomienda su uso, sobre todo si se aplican para la modelación de la evolución de cauces, ya que involucran el análisis racional de los parámetros físicos actuantes en la forma del cauce.

Los enfoques del transporte de sedimentos o potencia efectiva de la corriente son similares, con la diferencia del nivel de detalle que se examina en la modificación del cauce. Ambos pueden mejorarse a nivel teórico y práctico. En el caso de la potencia efectiva existe la posibilidad de plantear un análisis de depósitos de material como función de la acción del escurrimiento, para corregir los inconvenientes encontrados en su aplicación. En este aspecto el transporte de sedimentos es ventajoso y jugaría un papel importante ya que sería un parámetro de dotación de material aunando al parámetro de formación de la potencia efectiva.

Una ventaja del criterio de la potencia efectiva es que examina cuales escurrimientos influyen realmente en el fondo del cauce y por lo tanto son susceptibles de modificar la frontera de material, en el caso del transporte de sedimentos se hace de manera indirecta ya que sólo revisa la presencia de material que puede alterar la frontera o no. Se considera que ambos enfoques pueden usarse de manera complementaria, en la medida que permitan discernir que escurrimientos aportan material y cuales hacen el trabajo de conservación o modificación.

El uso conjunto de ambos en el análisis de la formación de cauces aún no es revisado, pero se considera un buen planteamiento para un estudio posterior y una línea de investigación potencialmente útil. Se considera que el uso del transporte de sedimentos no debe dejarse de lado, en gran medida porque si se generan de aforos de campo representan el parámetro más real del proceso de sedimentación o transporte en el cauce.

### 5.1.3 Gasto formativo más indicado para un cauce natural

La respuesta a la pregunta sobre cual es el gasto formativo de un cauce no es simple, para ello debe saberse cual es el uso que se le dará a dicho valor y deducir las interpretaciones físicas de la aplicación de cada criterio:

- Si se trata de la descripción del medio físico, como un estudio geomorfológico, y la relación que el escurrimiento tiene con el medio ambiente, como en un balance hidrológico, el gasto formativo más indicado será el que se obtenga con la CMCP. Ya que de esa manera puede mostrarse la influencia que el escurrimiento ha tenido en la forma del cauce.
- Si se trata de una rectificación como el corte de meandros, el revestimiento del cauce, el diseño natural o la desviación de un río, el gasto formativo más indicado será el gasto dominante. Si es que se desea conservar la capacidad de transporte o la acción formativa de mantenimiento.
- Si se trata de la evaluación de un impacto ambiental, la severidad en la modificación de las condiciones biológicas, químicas e hidráulicas de un canal, como la modelación física o numérica de un cauce sujeto a nuevas condiciones del régimen hidrológico, el gasto formativo más indicado será el gasto efectivo.

En cualquier caso debe buscarse la aplicación de todos los criterios de cálculo, para que al comparar sus resultados se tengan elementos suficientes para descartar o complementar las estimaciones del método recomendado en base al uso final del gasto formativo.

#### 5.1.4 Estudio de campo

Las corrientes vertientes en el Golfo de México presentan congruencia con lo reportado en la literatura en lo concerniente a los resultados de los criterios de cálculo del gasto formativo, la CMCP se encuentra entre 1 y 2 años en el periodo de retorno para corrientes perennes en clima húmedos. El rango del periodo de retorno de los escurrimientos influentes (gasto dominante y efectivo) aplicando los criterios de transporte de sedimentos y de potencia efectiva, es menor que el del gasto de la CMCP, lo que permite deducir la reducción gradual del escurrimiento virgen. El material que compone el fondo de los cauces varía de arena fina a grava gruesa, presentan una granulometría generalmente extendida con menos del 2% de material fino y tienen un mejor ajuste estadístico con la función normal y circular (principalmente en granulometrías más extendidas).

Las cuencas del río La Antigua y del río Jamapa se encuentran sujetas a la explotación recurrente por aprovechamiento humano ya sea por actividad recreativa, agrícola o de servicios. Sus corrientes principales comienzan su curso en las zonas montañosas del estado de Veracruz y vierten sus aguas en la costa cercana al puerto de Veracruz. Es importante continuar su estudio porque constituyen cuencas geológicamente recientes y presentan un desarrollo joven, maduro y senecto en una distancia horizontal relativamente corta entre sus afluentes montañosos y su desembocadura en la costa.

Los valles de las montañas han sufrido deforestación progresiva en los últimos cincuenta años, así como sobre explotación de las aguas naturales en sus regiones cercanas a la planicie por el aumento de la población. Se pronostica la contracción gradual de los cauces naturales lo que originaría considerable pérdida de recursos si es que eventos de naturaleza extrema se presentaran.

La cuenca baja del río Papaloapan siempre ha sido propensa a inundaciones frecuentes, la presencia de humedales en su extensión permiten deducir que esa es su condición natural. Los esfuerzos por controlar estos eventos han consistido en la construcción de presas para control de avenidas, bordos de protección y el aumento de la capacidad del cauce en algunos tramos.

Aunque la influencia reguladora de las presas ha producido una reducción ligera en el escurrimiento virgen, principalmente en el atenuamiento de avenidas, las otras medidas no ha contribuido en la mitigación suficiente de tales eventos. En el caso del dragado y el aumento de la capacidad del cauce, se ha observado la contracción del mismo en pocos años después de su implementación lo



que sugiere que la capacidad de respuesta del cauce es rápida; la contracción se debe a que no existe un régimen de escurrimiento y sedimento que conserve al cauce excavado. En el caso de los bordos de protección, la influencia de los mismos es mínima y sólo representa una medida temporal ante eventos extremos al resguardar las poblaciones más importantes de la región. Por último se advierte que existe contaminación en el escurrimiento por actividad industrial de los ingenios azucareros en la población de Carlos A. Carrillo, que principalmente consiste en material en suspensión.

La cuenca baja del río Coatzacoalcos es de mayor interés en el tramo cercano a la costa por la cercanía de las instalaciones petroleras y la contaminación que presenta. En esa zona se ha determinado que la influencia de la marea es grande y el estudio hecho aquí no contempla específicamente esa región. Las secciones y los datos usados corresponden a la planicie inundable con características similares a la cuenca del Papaloapan, pero con la presencia de materiales de naturaleza distinta sobre todo en el fondo. Se le puede considerar la cuenca con menor influencia humana, descartando el tramo cercano a la costa en donde el gasto formativo no representa mayor influencia.

Con el objeto de resumir gráficamente los resultados se presentan las figuras 5.1, 5.2 y 5.3, en donde se indican los gastos formativos obtenidos con los criterios de cálculo. En el caso de los tramos no aforados se indica el gasto promedio. Se recuerda que los valores válidos para una aplicación específica dependen del uso que tendrá el gasto formativo como se indicó en 5.1.3.

## *5.2 Recomendaciones*

El estado del arte de la ingeniería fluvial sobre la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos, se concentra principalmente en las características del material del fondo, por lo que implícitamente se le considera a tal frontera como la más importante en el caudal que transporta el cauce y en la formación de su canal natural, al considerar el inicio del movimiento y la sedimentación. Debido a ello, se considera prudente analizar la influencia de las características del material de los márgenes en la forma del cauce, principalmente si sus propiedades mecánicas son diferentes al del material del fondo.

Se recomienda en las corrientes estudiadas, llevar a cabo un estudio morfológico de mayor escala en el que se determine el estado actual de las mismas, considerando los factores que pudieran modificar al cauce al grado que ello represente un impacto ambiental negativo, así como establecer

comparaciones con condiciones pasadas, para así también proyectar escenarios de aprovechamiento orientado a la sustentabilidad y al entendimiento del proceso natural: balances hidrológicos e hidráulicos en los cauces e hidrología ecológica.

### 5.2.1 Líneas de investigación

Algunas líneas de investigación abordables como producto de este trabajo para su posible extensión son:

- Contar con un criterio general de cálculo del gasto formativo del cauce. Aplicable a cualquier tipo de corriente cuyo cauce experimente cualquier tipo de equilibrio.
- Contar con una metodología que permita evaluar el tipo de equilibrio que un tramo específico del cauce esté experimentando.
- Proponer una teoría que explique cuantitativamente la formación de cauces naturales.
- Proponer un criterio de cálculo del gasto formativo estandarizado y normativo para su uso y aplicación de sus resultados en distintos proyectos relacionados con el aprovechamiento hidráulico, la modelación física y numérica y la descripción de cauces.

### 5.2.2 Paradigmas de la hidráulica fluvial

Problemas de la hidráulica fluvial relacionados indirectamente con este estudio:

- Evaluar cuantitativamente la severidad del impacto ambiental en una corriente natural que esté sujeta a la modificación de alguna de las características de su régimen hidrológico (cantidad y calidad del escurrimiento) y que pueden incidir en su cauce.
- Contar con métodos de diseño de cauces estables sustentados en enfoques racionales, que describan mejor el proceso de conservación de la geometría del canal.
- Determinación del escurrimiento más adecuado para la modelación física o numérica a largo plazo.
- Uso del gasto formativo (referido al medio) como herramienta de preservación en lugar del gasto ecológico (generalmente referido a una especie).

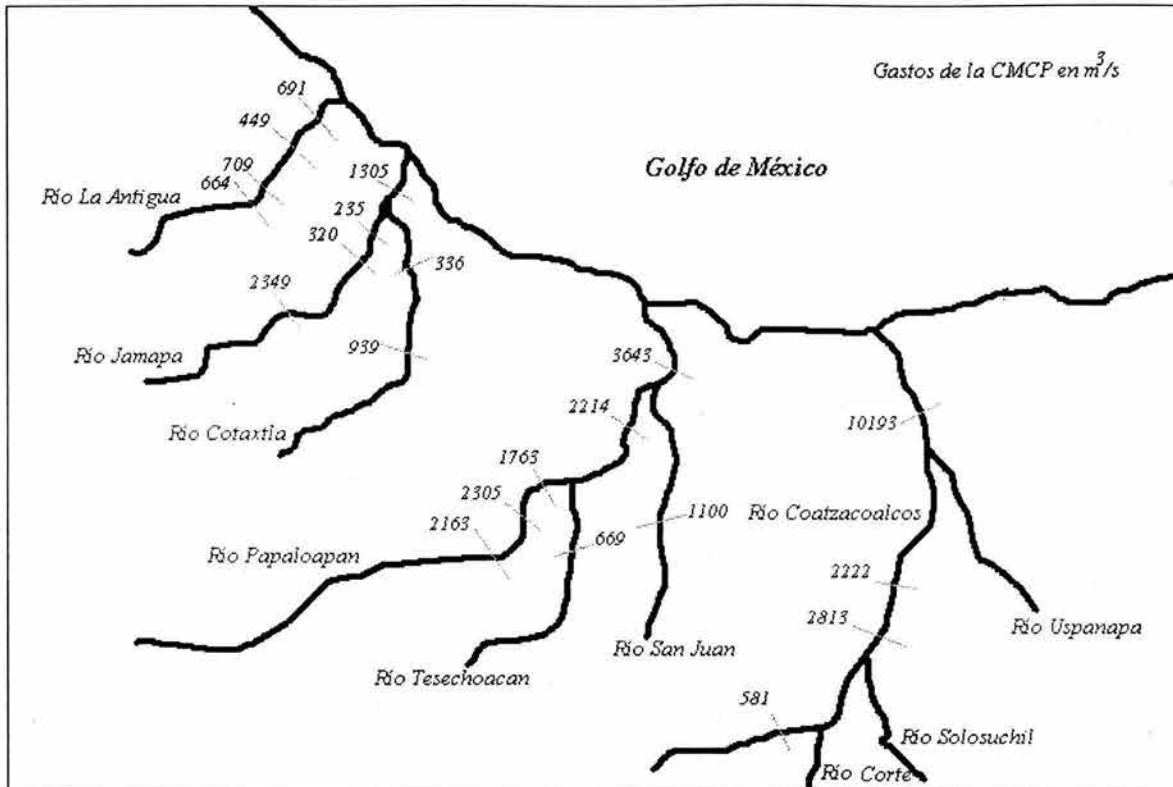


Figura 5.1 Resultados del criterio de la CMCP.

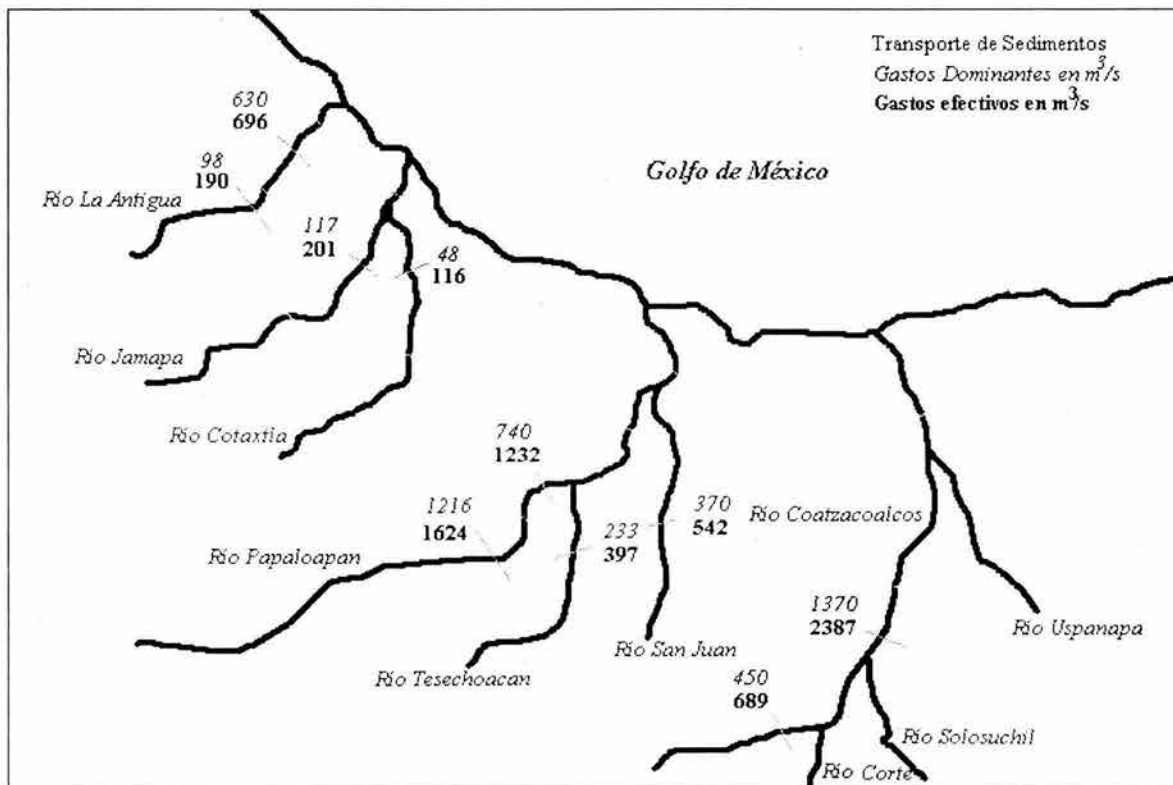


Figura 5.2 Resultados del criterio del gasto dominante y efectivo con transporte de sedimentos.

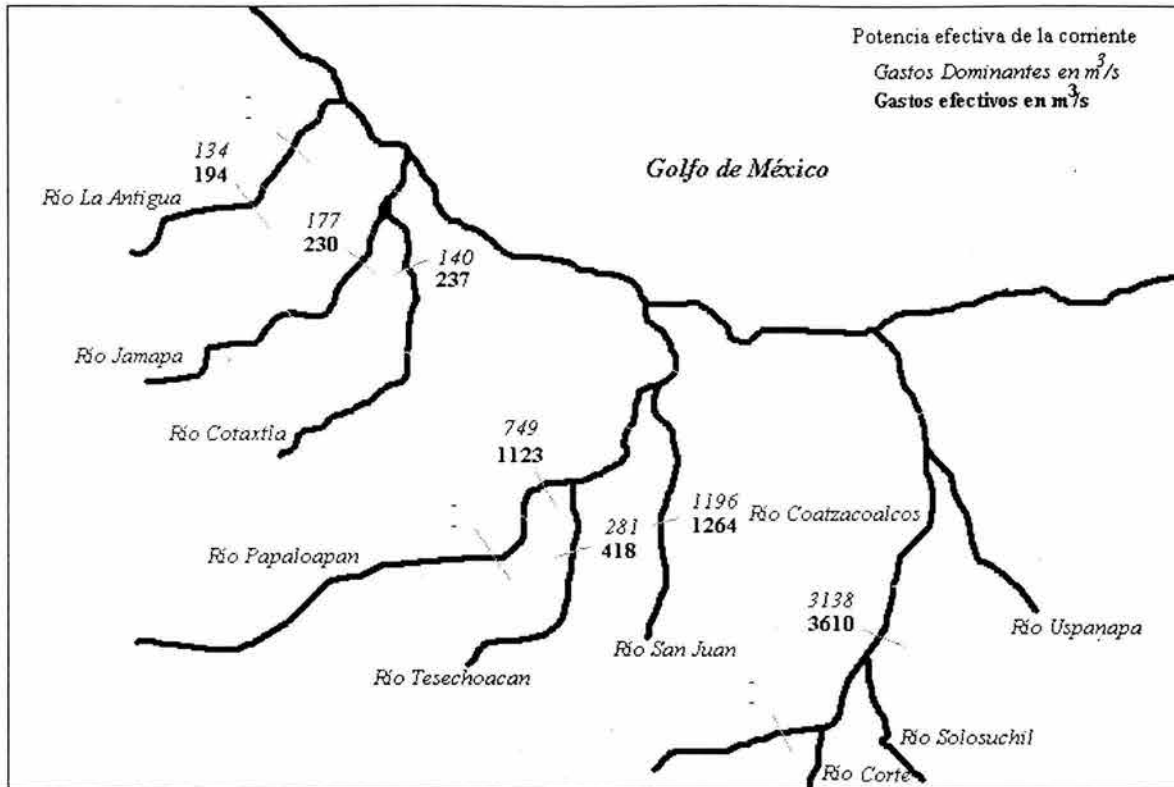


Figura 5.3 Resultados del criterio del gasto dominante y efectivo con potencia efectiva.

El gasto formativo es un concepto válido para el estudio de la evolución de la forma del cauce, así como la conservación y restauración del mismo al permitir evaluar la gravedad de los cambios que generen en el sistema fluvial la variación drástica en el régimen hidrológico, por la acción natural o humana. Una aplicación vigente e inmediata es la evaluación de la relación del cauce con su escurrimiento y el medio ambiente, en este sentido el gasto formativo se orienta a la preservación de los recursos naturales y representa una herramienta útil para la hidrología ecológica.

El desarrollo de futuras metodologías e hipótesis relacionadas al proceso formador del cauce deberán concentrarse en enfoques racionales que incorporen los mecanismos de erosión y depósito de sedimentos con propiedades cohesivas y no cohesivas, en la modelación dinámica que establezca el tiempo necesario para la obtención de un nuevo estado de equilibrio, el estudio en campo del inicio del movimiento de sedimentos bien graduados, y la influencia de la vegetación en las fronteras sólidas del cauce.

## Referencias

- [Ackers & Charlton, 1970] Meander geometry arising from varying flows. P. Ackers y F. G. Charlton. Journal of hydrology 11, pp 230-252. 1970
- [Ackers & White, 1973] Sediment transport: new approach and analysis. P. Ackers y W. R. White. Journal of the hydraulics division ASCE 99 No. HY11 pp 2041-2060. 1973
- [Andrews, 1980] Effective and bankfull discharges of streams in the Yampa river basin, Colorado and Wyoming. E. D. Andrews. Journal of Hydrology No 46 pp 311-330. 1980
- [Andrews, 1984] Bed-material entrainment and hydraulic geometry of gravel bed rivers in Colorado. E. Andrews. Geological Society of America Bulletin 95: 371-378. 1984
- [Andrews, 1986] Downstream effects of flaming gorge reservoir on the Green river, Colorado and Utah. E. D. Andrews. Geological society of America bulletin 97: 1012-1023. 1986
- [Andrews, 1994] Marginal bed load transport in a gravel bed stream, Sagehen creek, California. E. D. Andrews. Water resources research Vol 30 No 7 pp 2241-2250. 1994
- [Andrews & Nankervis, 1995] Effective discharge and the design of channel maintenance flows for gravel bed rivers, E. D. Andrews y J. M. Nankervis. En Natural and anthropogenic influences in fluvial geomorphology, editado por J. E. Costa, A. J. Miller, K W. Potter y P. R. Wilcock. Geophysical monograph 89 pp 151-164. Washington: America Geophysical Union 1995.
- [Aparicio, 1999] Fundamentos de Hidrología de Superficie. Francisco Javier Aparicio Mijares. Limusa Noriega Editores 1999.
- [Ashmore & Day, 1988] Effective discharge for suspended sediment transport in streams of the Saskatchewan river basin. P. E. Ashmore y T. J. Day. Water resources research Vol 24, No 6 pp 864-870. 1988
- [Bagnold, 1966] An approach to sediment transport problem from general physics. R. A. Bagnold. U. S. Geological survey professional paper 422-J, 1966.
- [Batalla & Sala, 1995] Effective discharge for bedload transport in a subhumid mediterranean sandy gravel-bed river (Arbucies, north-east Spain), R. Batalla y M. Sala. En River Geomorphology editado por E. Hickin. New York, New York: John Wiley & Sons. 1995
- [Bettess & White, 1987] Extremal hypotheses applied to river regime. R. Bettess y W. R. White. Sediment transport in gravel-bed rivers. C. R. Thorne, J. C. Bathurst y R. D. Hey (editores). John Wiley & Sons. 1987
- [Biedenharn *et al*, 1987] Magnitude and frequency analysis in large rivers. D. S. Biedenharn, C. D. Little y C. R. Thorne. Artículo entregado a Hydraulic engineering 1987.
- [Biedenharn & Copeland, 2000] Effective discharge calculation. D. S. Biedenharn y R. R. Copeland. Technical Note US Army Corps of Engineers Septiembre 2000.
- [Blench, 1969] Mobile-bed fluviology, a regime treatment of canals and rivers. T. Blench. University of Alberta Press. Edmonton, Alberta, Canadá. 1969
- [Blench, 1972] Regime problems of rivers formed in sediment. T. Blench. H. W. Shen, ed./publisher, Fort Collins Colorado. 1972
- [Bray, 1972] Generalized regime-type analysis of Alberta rivers. D. I. Bray. Ph. D. Thesis, University of Alberta, Edmonton 1972.

- [Bray, 1975] Representative discharges for gravel-bed rivers in Alberta, Canada. *Journal of Hydrology* 27: 143-153. 1975
- [Brebner & Wilson, 1967] Determination of the regime equation from relationships for pressurised flow by use of the principle of minimum energy degradation. A. Brebner y K. C. Wilson. *Proceedings of the institute of civil engineers* 36 pp 47-62. London 1967.
- [Brownlie, 1981] Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. W. R. Brownlie. Rep. No. KH-4 43, W. M. Keck Lab. of Hydr. and Water Resour., CIT. 1981
- [Buffington *et al*, 1997] A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies , with special reference to gravel-bedded rivers. J. M. Buffington y D. R. Montgomery. *Water Resources Research* 33, no. 8: 1993-2029.
- [Carling, 1987] The concept of dominant discharge applied to two gravel-bed streams in relation to channel stability thresholds. P. A. Carling. *Earth surface processes and landforms* 13 pp 355-367. 1987
- [Chang, 1979] Geometry of rivers in regime. H. H. Chang. *Journal of the hydraulics division ASCE* No. 105 pp 691-706. 1979
- [Chang, 1980a] Stable alluvial canal design. H. H. Chang. *Journal of the hydraulics division ASCE* No. 106 pp 873-891. 1980
- [Chang, 1980b] Geometry of gravel streams. H. H. Chang. *Journal of the hydraulics division ASCE* No. 106 pp 1443-1456. 1980
- [Copeland *et al*, 2000] Channel-Forming-Discharge. R. R. Copeland, D. S. Biedenbarn y J. C. Fischenich. Technical Note US Army Corps of Engineers Diciembre 2000.
- [Darby & Thorne, 1995] Discussion of effect of bank stability on geometry of gravel rivers by Millar and Quick. S. E. Darby y C. R. Thorne. *Journal of hydraulic engineering* No. 121 pp 382-384. 1995
- [Davies & Sutherland, 1980] Resistance to flow past deformable boundaries. T. R. H. Davies y A. J. Sutherland. *Earth surface processes* No 5 pp 175-179. 1980
- [Davies & Sutherland, 1983] Extremal hypotheses for river behavior. T. R. H Davies y A. J. Sutherland. *Water resources research* No. 19 pp 141-148. 1983
- [De Galiana, 1979] Pequeño Larousse de las Ciencias y Técnicas. Tomás de Galiana Mingot. Editorial Larousse, México 1979.
- [Diplas & Vigilar, 1992] Hydraulic geometry of threshold channels. P. Diplas y G. G. Vigilar. *Journal of hydraulic engineering ASCE* Vol 118 No 4 pp 597-614. 1992
- [Doyle *et al*, 1999] River restoration channel design: back to the basics of dominant discharge. Martin W. Doyle, Karin Fischer Boyd y Peter B. Skidmore. Second international conference on natural channel systems, Niagara falls Canada, Marzo 1-4 1999.
- [Dury, 1973] Magnitude-frequency analysis and channel morphometry. G. H. Dury. *Fluvial Geomorphology*, editado por M. Morisawa, pp 91-121, State University of N.Y., Binghamton 1973.
- [Einstein, 1950] The bed load function for sediment transport in open channel flows. H. A. Einstein. Technical bulletin 1026, U. S. Dept. of Agriculture. Soil conservation Serv. Washington, D. C., 1950.
- [Einstein & Barbarossa, 1952] River channel roughness. H. A. Einstein y N. L. Barbarossa. *Transactions of the ASCE* No. 117 pp 1121-1146.
- [Emmett, 1972] The hydraulic geometry of some Alaskan streams south of the Yukon river. W. W. Emmet. Open file report, 102 pp., United States Geological Survey, Anchorage Alaska 1972.

- [Emmett, 1975] The channels and waters of the upper Salmon river, Idaho. W. W. Emmett. Professional paper 870A, United States geological survey. Washington DC 1975
- [Farias, 1995] Physical and mathematical modeling of alluvial channels in regime. H. D. Farias. Proceedings of the XXVith congress of the international association of hydraulic research, 1 pp 348-353. Thomas Telford, London 1995.
- [Ferguson, 1986] Hydraulics and hydraulic geometry. R. I. Ferguson. Progress in physical geography No. 10 pp 1-31. 1986
- [FISRWG, 1998]. Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices. By the Federal Interagency Stream Restoration Working Group. USA government 1998.
- [García-Pelayo, 1985] Diccionario Larousse de la lengua española. Ramón García-Pelayo y Gross. Editorial Larousse, México 1985
- [Garde & Raju, 1985] Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems. R.J. Garde y K.G.R. Raj. Wiley Eastern Limited, Nueva Delhi, 1985.
- [Glover & Florey, 1951] Stable channel profiles. R. E. Glover y Q. L. Florey. U. S. Bureau of reclamation, Vol 235. Denver Colorado 1951.
- [Graf, 1998] Hydraulics Of Sediment Transport. W. H. Graf. Water Resources Publications, LLC 1998.
- [Gregory, 1977] River Channel Changes. K. J. Gregory. John Willey & Sons 1977.
- [Griffiths, 1984] Extremal hypotheses for river regime: an illusion of progress. G. A. Griffiths. Water resources research No. 20 pp 113-118. 1984
- [Harvey, 1969] Channel capacity and the adjustment of streams to hydrologic regime. A. Harvey. Journal of Hydrology 8: 82-98. 1969.
- [Hey & Heritage, 1988] Dominant Discharge in Alluvial Channels. R.D Hey y G. L. Heritage. International Conference on Fluvial Hydraulics, Budapest 1988.
- [Hey & Thorne, 1986] Stable channels with mobile gravel beds. R. D. Hey y C. R. Thorne. Journal of Hydraulic Engineering ASCE Vol 112(6), pp 671-689. 1986
- [Hickin, 1968] Channel morphology, bankfull stage, and bankfull discharge of streams near Sydney. E. J. Hickin. Australian Journal of Science, 30 (7) pp 274-275, 1968.
- [Huang *et al*, 2002] Hydraulic geometry of straight alluvial channels and the principle of least action. H. Q. Huang, G. C. Nanson y S. D. Fagan. Journal of hydraulic research Vol. 40, 2002, No. 2 pp. 153-160. 2002
- [Ikeda *et al*, 1988] Stable width and depth of straight gravel rivers with heterogeneous bed material. S. Ikeda, G. Parker y Y. Kimura. Water resources research Vol 24 No 5 pp 713-722. 1988
- [Ikeda & Izumi, 1990] Width and depth of self-formed straight gravel rivers with bank vegetation. S. Ikeda y N. Izumi. Water resources research Vol 26 No 10 pp 2353-2364. 1990
- [Ikeda & Izumi, 1991] Stable channel cross section of straight sand rivers. S. Ikeda y N. Izumi. Water resources research vol 27 No 9 pp 2429- 2438. 1991
- [Inglis, 1947] Meanders and Their Bearing on River Training. C. C. Inglis. Maritime and waterways paper no. 7, Proceedings of civil engineers, Enero 1947.
- [Jansen *et al*, 1979] Principles of River Engineering, The non-tidal Alluvial River; P Ph Jansen, L van Bendegom, J van den Berg, M de Vries y A Zanen; Pitman San Francisco 1979.

- [Jia, 1990] Minimum Froude number and the equilibrium of alluvial sand rivers. Y. Jia. Earth surface processes and landforms No. 15 pp 199-209. 1990
- [Julien & Wargadalam, 1995] Alluvial Channel Geometry: Theory and Applications. Pierre Y. Julien y Jayamuri Wargadalam. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121 No. 4 Abril 1995, (paper 7171).
- [Kellerhals *et al*, 1972] Hydraulic and geomorphic characteristics of rivers in Alberta. R. Kellerhals, C. R. Neill y D. I. Bray. Res. Counc. of Alta. Edmonton, 1972.
- [Kennedy, 1895] The prevention of silting in irrigation canals. R. G. Kennedy. Proceedings of the Institution of Civil Engineers., 119, 281 (1895)
- [Kilpatrick & Barnes, 1964] Channel geometry of Piedmont streams as related to frequency of floods. F. A. Kilpatrick y H. H. Barnes. Professional Paper 442-E, 10 pp, U. S. Geological Survey, 1964.
- [Kirby, 1977] Maximum sediment efficiency as a criterion for alluvial channels. M. J. Kirby. River channel changes. K. J. Gregory (Editor). John Wiley & sons pp 429-442. Chichester 1977.
- [Komura, 1969] Computation of dominant discharge. Komura. A paper delivered to 13th congress of the IAHR. Kyoto, Japón Agosto 31-Septiembre 5, 1969.
- [Knighton, 1998] Fluvial forms and processes: a new perspective. D. Knighton. Arnold, London 1998.
- [Lacey, 1929] Stable channels in alluvium. G. Lacey. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Vol. 229. London, England. 1929.
- [Lane, 1937] Stable Channels in erodible material. E. W. Lane. Trans. ASCE, Vol. 102. 1937.
- [Lane, 1953] Progress report on studies on the design of stable channels of the Bureau of reclamation. E. W. Lane. Proceedings of the ASCE, Vol 79. 1953
- [Lane, 1955] Design of stable channels. E. W. Lane. Trans. ASCE, Vol. 120, Paper No. 2776, pp 1234-1260. 1955.
- [Lane, 1957] A study of the shape of channels formed by natural streams flowing in erodible material. E. W. Lane. United States Corps of Engineers, Army Engineering Division, M. R. D. Sediment Series No. 9.
- [Langbein, 1964] Geometry of river channels. W. B. Langbein. Journal of the hydraulics division, ASCE 90 pp 301-312. 1964.
- [Laursen, 1958] The total sediment load of streams. E. M. Laursen. Journal of the Hydraulics division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 84: 1150.
- [Leopold *et al*, 1964] Fluvial Processes in Geomorphology. Luna B. Leopold, M. Gordon Wolman y John P. Miller. W. H. Freeman and Company 1964.
- [Leopold & Langbein, 1962] The concept of entropy in landscape evolution. L. B. Leopold y W. B. Langbein. U. S. Geological survey professional paper, 500A, 1962
- [Leopold & Maddock, 1953] The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. L.B. Leopold y T. Maddock. USGS Professional paper 252, U.S. Geological Survey. Washington D. C. 1953.
- [Leopold, 1992] Sediment size that determines channel morphology. L. B. Leopold. En Dynamics of gravel bed rivers, editado por P. Billi, C. R. Thorne y P. Tacconi. New York: John Wiley & Sons Ltd. 1992
- [Levi, 1996] Tratado Elemental de Hidráulica. Enzo Levi Lattes. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 1996.



- [Lewis & McDonald, 1973] Rivers of the Yukon north slope. C. P. Lewis y B. C. McDonald. Fluvial processes and sedimentation, pp 251-271, National Research Council of Canada , University of Alberta, Edmonton Alberta 1973.
- [Lindley, 1919] Regime channels. E. S. Lindley. Proceedings Punjab Engineering Congress Vol 7. Punjab, India. 1919
- [Lundgren & Jonsson, 1964] Shear and velocity distribution in shallow channels. H. Lundgren y I. G. Jonsson. Journal of the Hydraulics division ASCE Vol 90 No 1 pp 1-21. 1964
- [Lyons *et al*, 1992] Sediment transport and channel characteristics of a sand-bed portion of the Green river below Flaming Gorge Dam, Utah USA. J. K. Lyons, M. J. Pucherelli y R. C. Clark. Regulated rivers: research and management No 7 pp 219-232.
- [Mahmood & Shen, 1971] The regime concept of sediment-transporting canals and rivers. K. Mahmood y H. W. Shen. H. W. Shen, ed./publisher, Fort Collins Colorado. 1971
- [Marlette & Walker, 1968] Dominant discharges at Platte Missouri confluence. R. R. Marlette y R. H. Walker. Journal of the waterways and harbors division, Proceedings of the ASCE 94, no WW1:23-32. 1968
- [Martín, 1997] Ingeniería Fluvial; Juan P. Martín Vide; Politecnia Área d'Enginyeria Civil, Ediciones UPC, Universitat Politècnica de Catalunya, 1997.
- [Martin *et al*, 1999] River Restoration Channel Design: Back to the Basics of Dominant Discharge; M. W. Doyle K. F. Boyd y P. B. Skidmore; Second International Conference of Natural Channel Systems. Niagara Falls, Canada Marzo 1-4 1999.
- [Martínez, 2000] Introducción a la Hidrología Superficial. Sergio Ignacio Martínez Martínez. Textos Universitarios Ciencias Tecnológicas Universidad Autónoma de Aguascalientes 2000.
- [Maza, 1984] Hidrodinámica Bases Para Hidráulica Fluvial. J. Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores. Series del Instituto de Ingeniería No D-20, UNAM 1984.
- [Maza *et al*, 1981] Manual de Diseño de Obras Civiles Sección A Hidrotecnia Tema 2 Hidráulica Capítulo 11 Hidráulica Fluvial. J. Antonio Maza Álvarez, Jaime Camargo y Víctor Franco. Comisión Federal de Electricidad México 1981.
- [Maza, 1987] Introduction To River Engineering. J. Antonio Maza Álvarez. Università Italiana per Stranieri, Perugia Italia 1987.
- [Maza & García, 1990] Transporte de sedimentos. J. Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores. Series del Instituto de Ingeniería No 584, UNAM 1990.
- [Maza & García, 1991] Inicio del movimiento y acorazamiento. J. Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores. Series del Instituto de Ingeniería UNAM 1991.
- [Maza & García, 1996] Estabilidad de Cauces. J. Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores. Series del Instituto de Ingeniería No 582, UNAM 1996.
- [Meyer-Peter & Muller, 1948] Formulae for bed load transport. E. Meyer-Peter y R. Muller. A paper delivered at IAHR second meeting, Stockholm 1948.
- [Millar & Quick, 1993] Effect of bank stability on geometry of gravel rivers. R. G. Millar y M. C. Quick. Journal of hydraulic engineering No. 119 pp 1343-1363. 1993.
- [Millar & Quick, 1998] Stable width an depth of gravel-bed rivers with cohesive banks. R. G. Millar y M. C. Quick. Journal of hydraulic engineering No. 124 pp 1005-1013. 1998.
- [NEDECO, 1959] River studies in Niger and B. NEDECO. North Holland Publication, Amsterdam 1959.

## Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

- [Nixon, 1959] A study of bankfull discharges of rivers in England and Wales. M. Nixon. Proceedings of the Institution of Civil Engineers 12 pp 157-174. 1959
- [Nolan *et al*, 1987] Bankfull discharge and sediment transport in northwestern California. K. M. Nolan, T. E. Lisle y H. M. Kelsey. Un artículo entregado en Erosion and sedimentation in the Pacific Rim, IAHS Publication No. 165. International Association of Hydrological Sciences. Washington DC. Agosto 1987.
- [Nunnally, 1967] Definition and identification of channel and overbank deposits and their respective roles in floodplain formation. N. R. Nunnally. Prof. Geogr., 19, 1-4, 1967.
- [Parker, 1978] Self-formed straight rivers with equilibrium banks and mobile bed Part 1: The sand-silt river. G. Parker. Journal of fluid mechanics Vol 89 No 1 pp 109-125. 1978
- [Petit, 1990] Evaluation of grain shear stresses required to initiate movement of particles in natural rivers. F. Petit. Earth surface processes and landforms No. 15 pp 135-148.
- [Pickup, 1976] Adjustment of stream-channel shape to hydrologic regime. G. Pickup. Journal of Hydrology No. 30 pp 365-373. 1976
- [Pickup & Warner, 1976] Effects of hydrologic regime on magnitude and frequency of dominant discharge. G. Pickup y R. F. Warner. Journal of Hydrology No. 29 pp 51-75. 1976
- [Pidwirny, 2001] Fundamentals of Physical Geography. Michael J. Pidwirny. Department of Geography, Okanagan University College 2001 (INTERNET [www.geog.ouc.bc.ca/physgeog/home.html](http://www.geog.ouc.bc.ca/physgeog/home.html) )
- [Prins & de Vries, 1971] On dominant discharge concepts for rivers. A. Prins y M. de Vries. Artículo entregado en el 14th Congress of the International Association of Hydraulic Research. 1971
- [Przedwojski *et al*, 1995] River Training Techniques. B. Przedwojski *et al*. A. A. Balkema Rotterdam 1995.
- [Reid & Laronne, 1995] Bed load sediment transport in an ephemeral stream and a comparison with seasonal and perennial counterparts. I. Reid y J. B. Laronne. Water resources research Vol 31 No 3 pp 733-781, Marzo 1995.
- [Richards, 1982] Rivers, Form And Process In Alluvial Channels. Keith Richards. Methuen New York 1982.
- [Riley, 1972] A comparison of morphometric measures of bankfull. S. J. Riley. Journal of Hydrology No 17 pp 23-31. 1972
- [Rosgen, 1998] Stream Classification field guide. D.L. Rosgen, Wildland Hydrology, Pagosa Springs, CO. 1998.
- [Schaffernack, 1922] Neue grundlagen fur die berechnung der geschiebefuhrung in fluszlaufen: Leipzig und wien, Franz Deuticke.
- [Schaffernack, 1950] Flussmorphologie und Hussban. F. Schaffernack. Vienna, Springer Verlag 1950.
- [Schumm, 1960] The shape of alluvial channels in relation to sediment type. S. A. Schumm. U. S. Geological Survey Professional Paper 352-B, 30 pp, 1960.
- [Schumm, 1968] River Adjustments to Altered Hydrologic Regimen - Murrumbidge River And Paleochannels, Australia. S. A. Schumm. Geological Survey Professional Paper 598 United States Government Printing Office Washington 1968.
- [Schumm & Lichty, 1965] Time, space and causality, in geomorphology. S. A. Schumm y R. W. Lichty. American journal of sciences No. 263 pp 110-119, 1965.
- [Shen, 1973] River Mechanics. H. W. Shen. Fort Collins Colorado 1973.

[Shields, 1936] Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. A. Shields. Pasadena: U.S. Soil Conservation Service Cooperative Laboratory, California Institute of Technology, 1936.

[Sigafoos, 1964] Botanical evidence of floods and flood-plain deposition. R. S. Sigafoos. U. S. Geological Survey Professional Paper, 485-A, 35 pp., 1964.

[Simons & Albertson, 1963] Uniform water conveyance channels in alluvial materials. D. B. Simons y M. L. Albertson. Transactions ASCE Vol 128 (1), 65-167, 1963

[Simons & Sentürk, 1992] Sediment Transport Technology. D. B. Simons, F. Sentürk. Fort Collins Colorado 1992.

[Simons *et al*, 1975] "The river environment" a reference document, prepared for the united states department of the interior, fish and wildlife service. D. B. Simons, P. F. Lagasse, Y. H. Chen y S. A. Schumm. Twin Cities Minnesota, 1975.

[Speight, 1965] Flow and channel characteristics of the Angabunga river, Papua. J. G. Speight. Journal of Hydrology 3 16-36, 1965.

[Song & Yang, 1982] Minimum energy and energy disipation rate. C. C. S. Song y C. T. Yang. Journal of the hydraulics division, ASCE No. 108 pp 690-706. 1982.

[Sparks, 1972] Geomorphology. B. W. Sparks. Longan Group Limited 1972.

[Thorne, 1998] River Width Adjustment I : Processes And Mechanisms. C. R. Thorne. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 No. 9 Septiembre 1998, (paper 14412).

[Thorne, 2002] Geomorphic analysis of large alluvial rivers. Colin R. Thorne, Geomorphology No. 44 (2002) pp 203-219.

[Tilleard, 2001] River Channel Adjustments To Hydrologic Change. John W. Tilleard. Ph D Thesis, The University of Melbourne Australia 2001.

[Vilchis *et al*, 2000] Transporte de sedimentos. R. Vilchis, I. A. Caldiño y M. Berezowsky. Protección y Control de Cauces, Editado por Reynaldo Vilchis Vilchis y Moisés Berezowsky Verduzco. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua 2000.

[Vilchis, 2000] Protección y Control de Cauces. R. Vilchis. Editado por Reynaldo Vilchis Vilchis y Moisés Berezowsky Verduzco. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua 2000.

[Wang *et al*, 1986] A rational approach to river regime. S. Q Wang, W. R. White y R. Bettés. Proceedings of the third international conference on river sedimentation pp 167-176. The university of Mississippi, Jackson Miss. 1986.

[Warner, 2000] Gross channel changes along the durance river, southern France, over the last 1000 years using cartographic data; Robin F. Warner; Regulated rivers: research & management No. 16 pp 141-157 John Wiley & sons 2000

[Webb & Walling, 1982] The magnitude and frequency characteristics of fluvial transport in a Devon drainage basin and some geomorphological implications. Catena No. 9 pp 9-23. 1982

[White *et al*, 1981] Tables for the design of stable alluvial channels. W. R. White, E. Paris y R. Bettés. Report IT 208. HR Wallingford 1981.

[White *et al*, 1982] Analytical approach to river regime. W. R. White, R. Bettés y E. Paris. Journal of the hydraulics division ASCE No. 108 pp 1179-1193. 1982.

[White, 1940] The equilibrium of grains on the bed of an alluvial channel. C. M. White. Proceedings of the Royal Society of London 174, no. Series A: 332-338.

[Williams, 1978] Bankfull Discharge of Rivers; G. P. Williams; Water Resources Research Vol. 14 No. 6, pp 1141-1154. 1978

[Wolman, 1955] The natural channel of Brandywine Creek, Pennsylvania. M. G. Wolman. U. S. Geological Survey Professional Paper 271, 56 pp, 1955.

[Wolman & Leopold, 1957] River flood plains: Some observations on their formation. M. G. Wolman y L. B. Leopold. U. S. Geological Survey Professional Paper 282-C, 86-109, 1957.

[Wolman & Miller, 1960] Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes. M. G. Wolman y J. P. Miller. Journal of geology 68 pp 54-74. 1960.

[Woodyer, 1968] Bankfull frequency in rivers. K. D. Woodyer. Journal of Hydrology 6, 114-142, 1968.

[Yalin & Silva, 1999] Regime channels in cohesionless alluvium. M. S. Yalin y A. M. F. Silva. Journal of hydraulic research No. 37 pp 725-742. 1999

[Yalin & Silva, 2000] Computation of regime channel characteristics on thermodynamics basis. M. S. Yalin y A. M. F. Silva. Journal of hydraulic research No. 38 pp 57-64. 2000

[Yang, 1987] Energy disipation rate approach in river mechanics. C. T. Yang. Sediment transport in gravel-bed rivers C. R. Thorne, J. C. Bathurst y R. D. Hey (Editores). John Wiley & sons, 735-766. 1987

[Yang & Song, 1979] Theory of minimum rate of energy dissipation. C. T. Yang y C. C. S. Song. Journal of the hydraulics division ASCE 105 pp 769-784. 1979

[Yang *et al*, 1981] Hydraulic geometry and minimum rate of energy disipation. C. T. Yang, C. C. S. Song y M. J. Woldenberg. Water resources research 17 pp 1014-1018. 1981

## Apéndice I Sistema de clasificación Rosgen

Para la aplicación del concepto del gasto formativo se recomienda una descripción objetiva de las características propias del tramo del cauce estudiado. Uno de los aspectos más relevantes es la estabilidad que tiene el cauce respecto a su régimen de escurrimientos. La evaluación correcta del tipo de equilibrio no es sencilla y requiere de estudios de campo, los que se pueden revisar con mayor detalle en los libros "Stream Corridor Restoration Principles, Processes, and Practices" [FISRWG, 1998] y "Stream classification field guide" [Rosgen, 1998] y el artículo "Geomorphic analysis of large alluvial rivers" [Thorne, 2002]. Sin embargo, existe un sistema de clasificación útil para este propósito conocido como el sistema Rosgen. Debido a su utilidad en la restauración de corrientes, este sistema de clasificación se ha vuelto popular entre hidrólogos, ingenieros, geomorfólogos y biólogos involucrados en la restauración de las funciones biológicas y la estabilidad de corrientes alteradas.

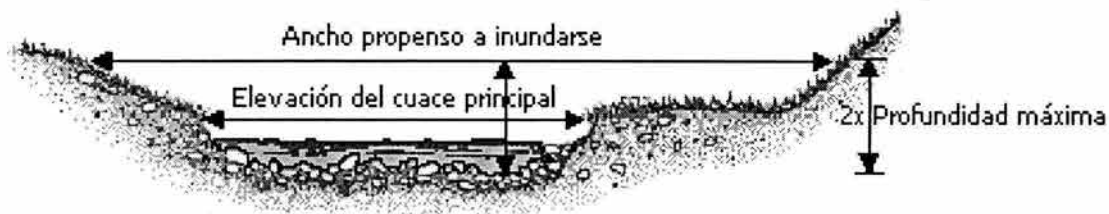
El sistema Rosgen clasifica a las corrientes naturales basándose en la morfología de su cauce de tal manera que pueden hacerse descripciones cuantitativas consistentes y reproducibles. A través de la mediciones en campo, las variantes posibles de los procesos fluviales se agrupan en distintos tipos de corrientes. Rosgen menciona los objetivos específicos de su clasificación de la siguiente manera:

- Predecir la evolución de un río en base a su apariencia.
- Desarrollar relaciones específicas entre escurrimiento y sedimentos para un tipo específico de corriente.
- Proveer un mecanismo para extrapolar datos específicos de una corriente a tramos del cauce con características similares.
- Proveer un marco consistente de referencia para comunicar la morfología de cauces y sus condiciones a través de diferentes disciplinas.

El sistema tiene cuatro niveles de detalle, los que abarcan descripciones cualitativas generales y evaluaciones cuantitativas detalladas. El primer nivel de evaluación consiste en la categorización geomórfica y clasifica las corrientes en 8 tipos: "A", "B", "C", "D", "DA", "E", "F" o "G". El segundo nivel hace la descripción morfológica y requiere de mediciones de campo y agrega a un número determinado dependiendo de las características del material dominante del fondo del 1 al 6. El nivel tres evalúa las condiciones de la corriente y su estabilidad, para lo que se requiere del cálculo y la predicción de la erosión, la respuesta del cauce y otras características. El nivel cuatro es una validación de las predicciones hechas en el nivel tres y consiste en la medición del transporte de

sedimentos, el escurrimiento del flujo y la estabilidad. En este apéndice se detallan los niveles uno y dos, mencionándose algunas experiencias empíricas de carácter general encontradas en la aplicación del sistema que constituyen una introducción a los niveles tres y cuatro.

El sistema Rosgen hace uso de parámetros físicos como el radio de encañonamiento (o atrincheramiento) y la relación ancho / profundidad, los cuales son medidos con la capacidad máxima del cauce principal CMCP o estado "bankfull". Por definición la CMCP es aquella elevación de la llanura de inundación adyacente al canal activo. Si el cauce es encañonado la elevación se identifica con una línea de erosión, alguna orilla o la parte superior de las barras, si la corriente no es encañonada la elevación es cercana a la parte superior del cauce. La figura I.1 indica el esquema de la CMCP y las relaciones geométricas usadas para la clasificación.



El radio de encañonamiento mide el grado de incisión del canal mediante la razón del ancho propenso a inundarse y el del cauce principal

Figura I.1 Esquema de análisis de la sección transversal del cauce.

Para la clasificación de Rosgen se hace uso del esquema de la figura I.3, los criterios de medición se detallan a continuación.

Cauces con un solo canal o múltiples canales. Una corriente con varios canales o trezada es aquella que tenga tres o más canales. Toda cantidad menor se considera un solo canal. Este tipo de determinación puede hacerse mediante reconocimiento aéreo u observación en campo. Las únicas corrientes trezadas son las tipo "D" y "DA".

Radio de encañonamiento. Es una medida de campo de la incisión del canal. Específicamente es la relación entre el ancho propenso a inundarse y el ancho de la CMCP. El ancho propenso a inundarse es medida a una elevación de dos veces la profundidad máxima de la CMCP. Valores pequeños de esta relación indican el atrincheramiento de una corriente, mientras que valores

- Gasto formativo de cauces naturales, criterios y aplicación a cuatro corrientes aluviales del Golfo de México

grandes describen llanuras de inundación bien desarrolladas. Las únicas corrientes encañonadas son "A", "F" y "G".

Relación ancho / profundidad. Esta relación se calcula con el ancho y la profundidad medidas en campo a la elevación de la CMCP. El límite entre corrientes con un solo canal es de 12 mientras que en cauces trenzados es de 40, y reflejan el número de veces que el ancho es más grande que la profundidad.

Sinuosidad. Es la medida de la tortuosidad de la corriente. Específicamente es la longitud del cauce dividida entre la longitud de la línea recta a lo largo valle. Mientras mayor sea el número también lo será la sinuosidad. La sinuosidad se relaciona inversamente a la pendiente, corrientes con pendientes pronunciada tienen sinuosidad baja ocurriendo lo contrario con cauces meandreados. Esta medida puede hacerse con la ayuda de fotografías aéreas a gran escala o con mapas con escala recomendable no menor de 1:24 000.

Pendiente de la superficie del agua. La pendiente es una medición de campo hecha desde la elevación máxima del fondo de una rápida, una formación sedimentos donde el escurrimiento es superficial, a otra elevación máxima en por lo menos 20 anchos del cauce en dirección aguas abajo. Ésta se considera la pendiente promedio. La figura II.2 muestra esta consideración.

Tamaño medio del material. Se calcula mediante la granulometría de un tramo del cauce y se obtiene el  $D_{50}$  o diámetro mediano del material. De acuerdo con Rosgen se analizan tramos de 20 anchos del cauce haciendo la subdivisión del tramo entre pozas y rápidas. Deben tomarse cien muestras dependiendo de porcentaje de pozas y rápidas que se presenten, por ejemplo si el 60% del tramo está compuesto por rápidas y el 40% por pozas, entonces se obtienen 60 muestras en las rápidas y 40 en las pozas.

Mediante un análisis de distribuciones se puede obtener el  $D_{50}$ . De acuerdo a Rosgen los materiales del fondo se clasifican de la siguiente manera:

- Roca ("Bedrock").  $D_{50}$  mayor de 2048 mm.
- Roca fragmentada o boleos ("Boulder").  $D_{50}$  entre 256 y 2048 mm.
- Cantos rodados ("Cobble").  $D_{50}$  entre 64 y 256 mm.
- Grava.  $D_{50}$  entre 2 y 64 mm.
- Arena.  $D_{50}$  entre 0.062 y 2 mm.
- Limo o arcilla.  $D_{50}$  menor a 0.062 mm.

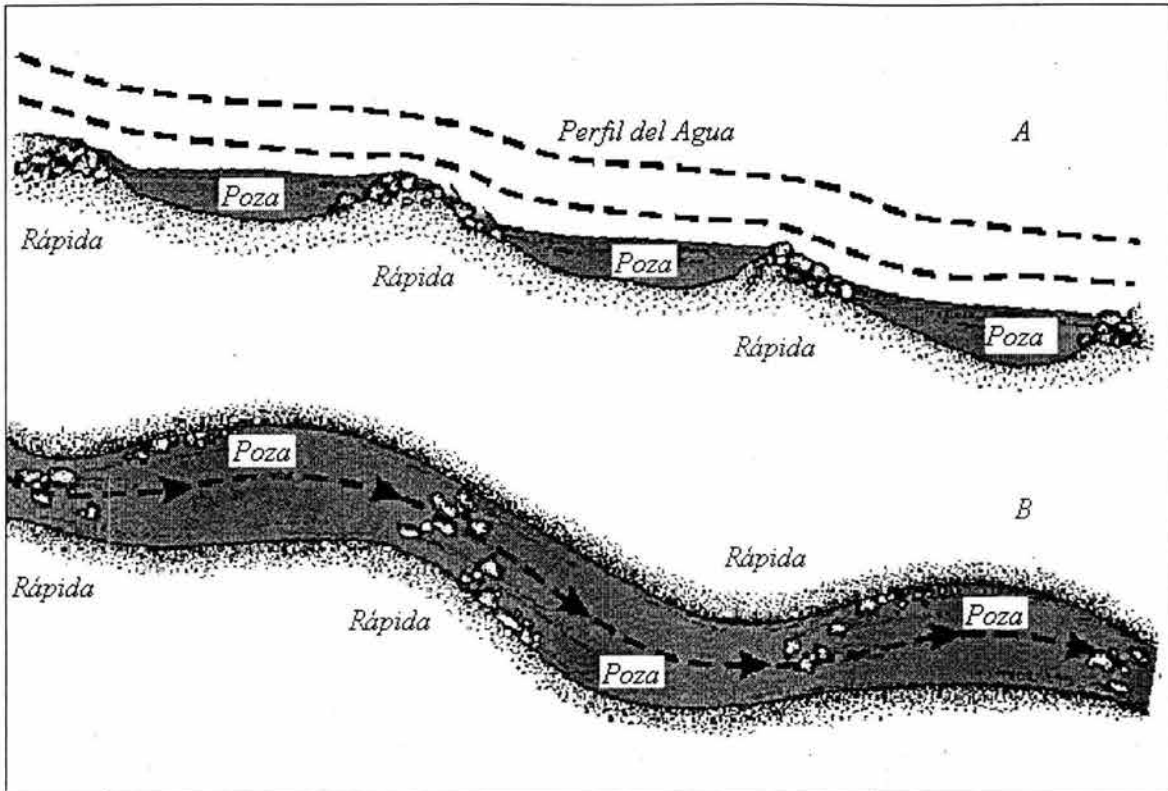


Figura II.2 Esquema de clasificación de zonas de rápidas y pozas en un tramo de cauce.

Descripción de los tipos de corrientes de acuerdo a la primera fase de clasificación.

Corrientes del grupo A. Este tipo de corrientes fluyen por valles y cauces en forma de "V", son encañadas, superficiales, moderadamente profundas y no cuentan con planicies de inundación bien desarrolladas, por lo general su alineamiento es recto.

Corrientes del grupo B. Estas corrientes son más anchas que las del grupo A pero tampoco tienen planicies bien desarrolladas. Frecuentemente este tipo de corrientes alternan pozas y rápidos. La elevación de la CMCP es típicamente baja y la relación alta de ancho / profundidad y moderada del radio de encañonamiento las hacen tener una buena capacidad de respuesta a cambios moderados en la cuenca.

Corrientes del grupo C. Estas corrientes tienen secuencias de pozas y rápidos, planicies de inundación bien desarrolladas, meandros y depósitos de barras. Estas corrientes son moderadamente encañonadas y por lo tanto usan su planicie de inundación en tormentas grandes.



Corrientes del grupo D y DA. Estas corrientes trenzadas se encuentran en valles aluviales bien definidos. Las corrientes tipo D presentan tasas de erosión que varían de moderadas a altas, cuentan con ciertos depósitos característicos como barras transversales y formas de fondo cambiantes; típicamente tienen la misma pendiente que su valle. Las corrientes tipo DA se les consideran estables y trenzadas con un valor bajo pero altamente variable de su relación ancho / profundidad, este tipo de corriente se encuentra en valles aluviales anchos o deltas con canales interconectados y con abundancia de tierras húmedas.

Corrientes del grupo E. Las corrientes tipo E representan el punto final en la evolución morfológica al equilibrio, gracias a la presencia de vegetación es que se han mantenido estables. Este tipo de cauces es encontrado en valles aluviales anchos ya sea en praderas montañosas o planicies costeras.

Corrientes del grupo F. Estas corrientes están profundamente encañonadas. Este tipo de cauces refleja el proceso de formación de una nueva planicie a una elevación menor y que frecuentemente evolucionará a una corriente tipo C y posteriormente a una tipo E. Este proceso de evolución produce altas tasas de erosión de sus márgenes, depósitos de barras y transporte de sedimentos.

Corrientes del grupo G. Las corrientes tipo G o "en surco" son parecidas a las tipo F pero con radios ancho / profundidad menores. Con algunas excepciones, este tipo de corrientes presentan tasas de erosión de sus márgenes altas conforme ensanchen su cauce y evolucionen a corrientes del tipo F. estas se encuentran en gran variedad de lugares como praderas, áreas urbanas y canales nuevos dentro de cauces antiguos.

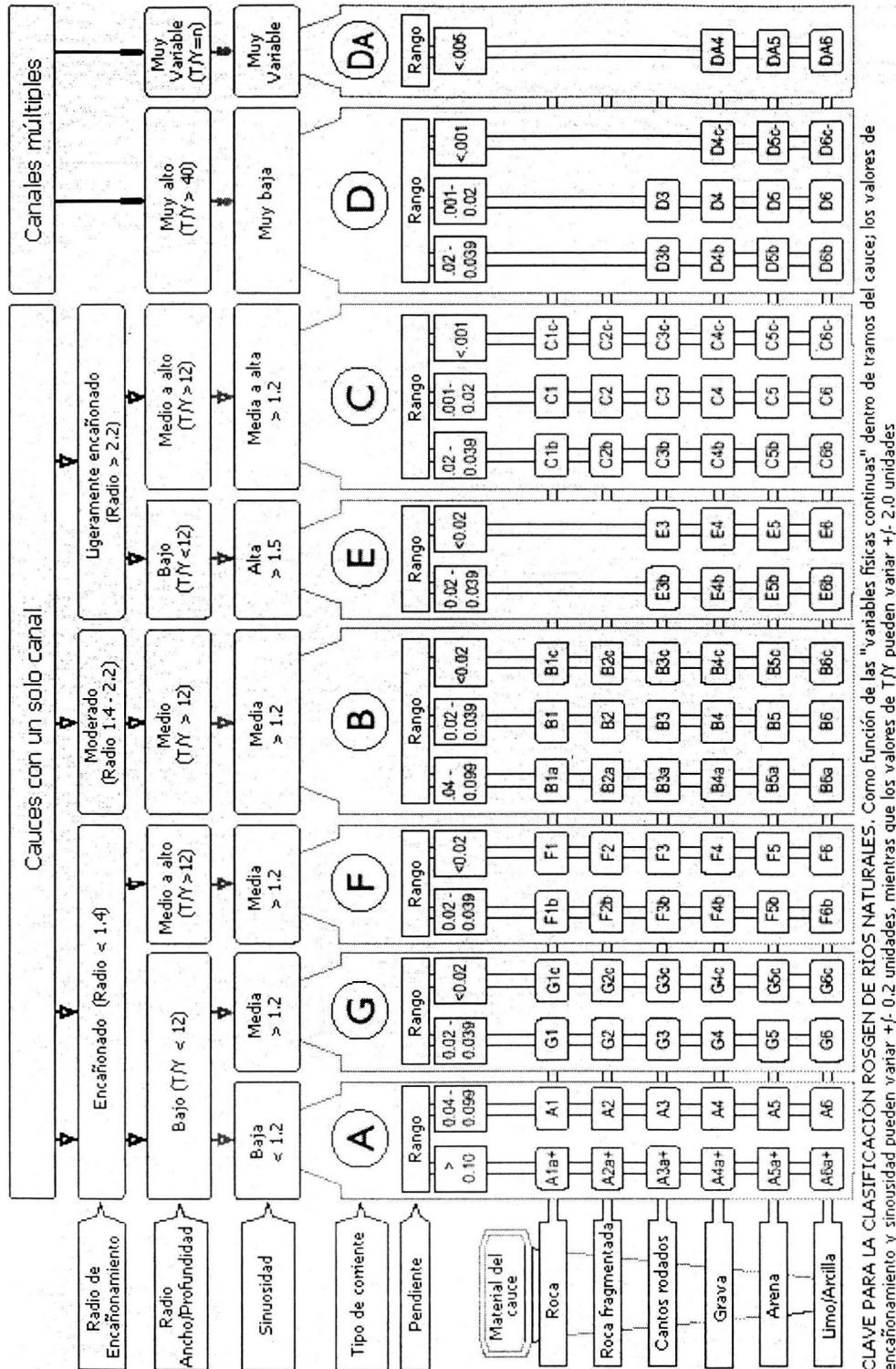


Figura I.3 Clave para la clasificación del sistema Rosgen

## Apéndice II Diagrama de flujo para el cálculo del gasto formativo

Se presenta un diagrama de flujo para el procedimiento de cálculo del gasto formativo tomando en cuenta los posibles casos que se presentan en la práctica profesional. El diagrama resume de manera general algunas de las recomendaciones hechas en el trabajo de tesis, y debe aplicarse con el completo conocimiento de causa de todas las implicaciones teóricas, por lo que se recomienda aplicarlo tras haber consultado el capítulo dos y el capítulo cinco.

El diagrama muestra los pasos elementales a seguir durante el proceso de cálculo del gasto formativo, pero no detalla la aplicación de los procedimientos de cálculo del gasto formativo ni la generación de registros sintéticos, los aforos directos en campo ni el análisis de frecuencia de los datos hidrométricos. Sólo se recomienda el uso de métodos regionales como última alternativa siempre que se tenga la certeza de que el gasto formativo es equivalente a la capacidad del cauce o que los datos con los que se hace la extrapolación son congruentes para las características de clima, suelo o morfología de cuenca.

Una vez aplicados los diferentes criterios se recomienda comparar sus resultados con la ayuda de la gráfica II.1. La validez de sus consideraciones sirven para orientar sobre el uso de algún valor del gasto formativo y no deben de interpretarse como conclusiones definitivas. El valor más indicado de todos los criterios considerados dependerá del uso que se le de al gasto formativo, ya sea si se busca conservar el equilibrio dinámico, rectificar un cauce no estable, describir el escurrimiento más influyente en el proceso de equilibrio morfológico o modelar la respuesta de un cauce mediante el cambio de condiciones en su régimen hidrológico.

Para el uso de la figura II.1 deben concebirse a los diferentes gastos de los criterios de cálculo de la siguiente manera:

- Gasto de la Capacidad Máxima del Cauce Principal (CMCP). Escurrimiento que refleja la magnitud de los gastos formativos en el pasado y que probablemente sean iguales a los actuales, sobre todo si el cauce considerado es estable.
- Gasto dominante. Escurrimiento calculado que sintetiza la acción del régimen de escurrimientos con un valor que transporta la misma cantidad de sedimento durante el periodo de análisis. Es un parámetro que puede servir para la conservación de la geometría y la forma del cauce.

- Gasto efectivo. Esguerrimiento calculado que sintetiza la acción del régimen de esguerrimientos con un valor que transporta la mayor cantidad de sedimento durante todo el periodo de análisis. Es un parámetro que puede servir para identificar el tipo de comportamiento que el régimen incide en el cauce.

Por lo general el gasto dominante siempre es menor que el gasto efectivo, pero en la naturaleza pueden existir condiciones que inviertan el orden de magnitud entre ellos. En un cauce por el que esguerre un gasto constante y existe transporte de sedimentos, si se presenta la estabilidad dinámica la aplicación de los tres criterios debe arrojar resultados muy similares, en esos casos se ha alcanzado el estado más perfecto de equilibrio dinámico.

Esta situación es poco frecuente, debido a alguna alteración importante y recurrente (de origen natural o no) en el ciclo hidrológico, el régimen de esguerrimientos o el estado de la cuenca.

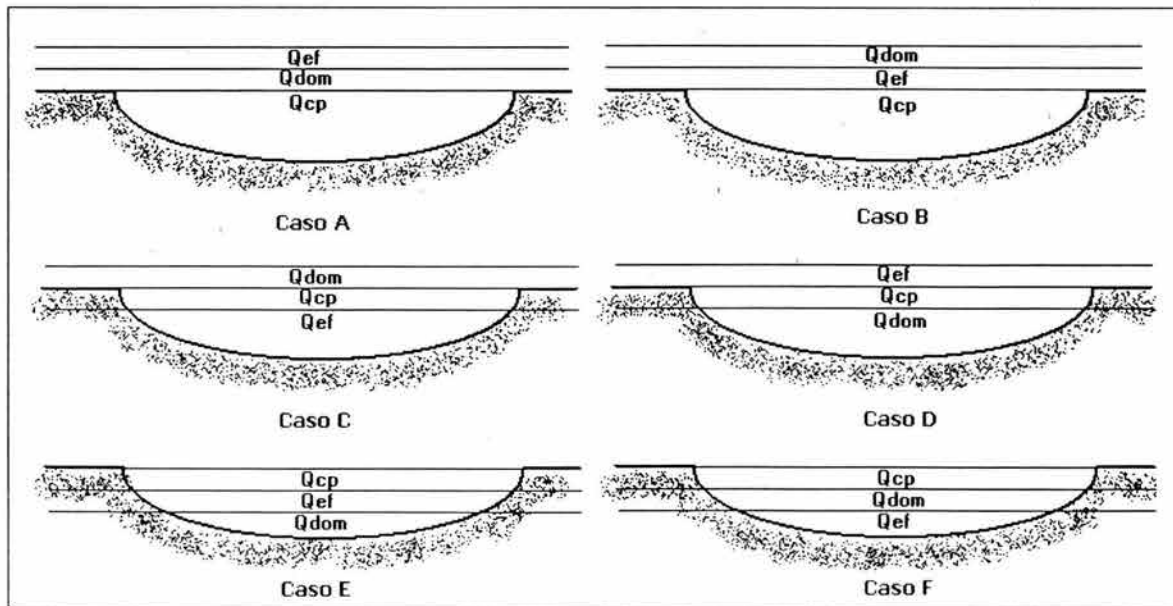


Figura II.1 Combinaciones posibles por la magnitud de los distintos criterios del gasto formativo.

- Caso A. La capacidad del cauce es inferior a los gastos efectivo y dominante, puede esperarse que la geometría del mismo cambie aumentando sus dimensiones a lo largo del tiempo. Este es el escenario que un cauce experimenta antes de ajustar su geometría.
- Caso B. Es un caso similar al anterior con la excepción de que el gasto dominante es mayor al efectivo, lo que por lo general es poco probable. Sin embargo, puede significar que en el esguerrimiento a lo largo del tiempo no existe un solo gasto efectivo preponderante, es decir

un intervalo de escurrimiento específico que sea el que transporte mayor cantidad de sedimento.

- Caso C. El gasto dominante es mayor que la capacidad del cauce y ésta es mayor que el gasto efectivo, es un caso poco probable. Puede representar que el escurrimiento que transporta más material en el tiempo es menor que la capacidad del cauce lo que se interpretaría como una reducción en el régimen de escurrimientos. Sin embargo, no puede decirse que el cauce reduzca sus dimensiones en virtud de que el escurrimiento de conservación es mayor que la capacidad del cauce. Este caso puede presentarse en una corriente que ha reducido su volumen de escurrimiento base pero a su vez la respuesta de la cuenca es mayor a la lluvia o tormentas que en el pasado, probablemente como resultado de la degradación de su suelo o la urbanización.
- Caso D. Este caso representa un canal que puede experimentar aumento en sus dimensiones al tener un escurrimiento efectivo mayor que la capacidad del cauce, pero ya que el gasto dominante es menor que ambos puede deducirse que la condición de conservación se equilibra con la condición de modificación. Este caso puede describir un cauce estable que potencialmente experimente cambios lentos y graduales.
- Caso E. La CMCP es mayor que el gasto efectivo y éste que el gasto dominante. Aquí se describe a una corriente que inducirá reducción de las dimensiones de su cauce, por la relación de las magnitudes entre los escurrimientos es un caso muy probable.
- Caso F. La CMCP es mayor que el gasto dominante y éste que el gasto efectivo. Teóricamente describe a una corriente que inducirá reducción de las dimensiones de su cauce, sin embargo la disposición de las magnitudes entre los escurrimientos lo hace un caso poco probable.

De ser posible siempre debe calcularse la recurrencia de todos los eventos que se consideren como potenciales de modificar o conservar al cauce, de esta manera puede descartarse la acción de alguno de los escurrimientos calculados o estimar cuales pueden incidir en mayor grado.

Los casos comentados se refieren a la aceptación de los tres tipos de escurrimientos, si se considera solo estudiar la conservación del cauce puede descartarse al gasto efectivo y considerar al gasto dominante como formativo. Si por el contrario interesa la modificación del cauce entonces puede descartarse al gasto dominante y usar el efectivo. En ambos casos dependiendo de su relación con la CMCP pueden deducirse su validez en la acción formativa.

Es recomendable que en el diseño natural de cauces estables se consideren los tres escurrimientos como umbrales límite dentro de los cuales se da la labor conservativa o modificadora.

