



UAEM | Universidad Autónoma
del Estado de México

DEPTO. EVAL. PROFESIONAL

No. Oficio: 019/2013

Toluca, Edo. de México a 06 de Mayo del 2014

C. FRANCISCO ALONSO MENDOZA LÓPEZ
PASANTE DE INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E

En respuesta a su solicitud, a continuación transcribo el tema aprobado por esta Dirección, que propuso el **DR. JUAN ANTONIO GARCÍA ARAGÓN**, con el fin de que lo desarrolle en la modalidad de **TESIS**, le informo que se autoriza la **impresión de su trabajo** para presentar su Evaluación Profesional.

“MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CAUCES DE ALTA PENDIENTE, APLICACIÓN AL RÍO LAS CRUCES, CALIMAYA, ESTADO DE MÉXICO”

	ÍNDICE DE FIGURAS
	ÍNDICE DE TABLAS
	LISTA DE SÍMBOLOS Y UNIDADES
	INTRODUCCIÓN
	PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN
	HIPÓTESIS
	OBJETIVOS
CAPÍTULO 1	INGENIERÍA FLUVIAL
CAPÍTULO 2	EROSIÓN EN CUENCAS
CAPÍTULO 3	REOLOGÍA Y MECÁNICA DE FENÓMENOS TORRENCIALES
CAPITULO 4	PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES
CAPITULO 5	METODOLOGÍA
CAPITULO 6	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES
	DISCUSIÓN DE RESULTADOS
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
	REFERENCIAS
	ANEXOS

Ruego a usted tomar nota de que, en cumplimiento a lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito indispensable para sustentar su Evaluación Profesional.

Asimismo, para la elaboración de la **TESIS** y demás trámites, deberá sujetarse a la **reglamentación** respectiva de esta Universidad.

A T E N T A M E N T E
PATRIA, CIENCIA Y TRABAJO
“2014, 70 Aniversario de la Autonomía UCL - UAEM”

M. EN I. RAÚL VERA NOGUEZ
DIRECTOR

FACULTAD DE INGENIERIA
U.A.E.M.



**/Saha.©



Universidad Autónoma del Estado de México
Facultad de Ingeniería
Centro Interamericano de Recursos del Agua

**Modelación del transporte de sedimentos en cauces de alta
pendiente, aplicación al río Las Cruces,
Calimaya Estado de México.**

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Francisco Alonso Mendoza López

Asesor:

Dr. Juan Antonio García Aragón



Toluca México, Mayo de 2014

DEDICATORIA

A la humanidad, a la Naturaleza y a Dios creador de todo en el universo.

A mi familia: mi Padre, Francisco Javier Mendoza Hinojosa, mi Madre Rocío Janeth López Ávila y a mis hermanos Mario Alberto, Violeta Concepción y Mauricio; a quienes agradezco de todo corazón haberme dado la formación para ser un hombre de bien.

A mis sobrinas Megan, Isabela y Madison para que este trabajo sea un ejemplo de realización y logren todas las metas y sueños que se propongan.

A Elizabeth Victoria Díaz González, por haberme acompañado con tanto cariño y paciencia mientras realizábamos nuestros trabajos de tesis y ser parte de mis días desde que compartimos un sentimiento muy especial.

Las obras que realicemos en este mundo le darán el valor que esperamos a nuestras vidas...

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Juan Antonio García Aragón por su apoyo incondicional y su paciencia a lo largo de la realización de este trabajo, pero sobre todo, por haberme compartido parte de sus conocimientos en la rama de la ingeniería fluvial.

A la Universidad Autónoma del Estado de México por darme la oportunidad de tener una formación profesional de utilidad a la humanidad y a la naturaleza.

Al Centro Interamericano de Recursos del Agua por las facilidades otorgadas.

Al Dr. Humberto Salinas Tapia por todo el apoyo brindado.

Al Dr. Héctor Martínez Valdés por el tiempo y sus valiosas asesorías.

Al Consejo Mexiquense de Ciencia y Tecnología, por apoyo recibido durante la realización de este trabajo.

CONTENIDO

	Página
Índice de figuras	viii
Índice de tabla	xii
Lista de símbolos y unidades	xvi
INTRODUCCIÓN	1
Problemática y Justificación.....	1
Hipótesis.....	3
Objetivos	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos.....	3
CAPÍTULO 1.- INGENIERÍA FLUVIAL.....	5
1.1.- Ingeniería fluvial y morfología de cauces de alta pendiente.....	5
1.1.1.- Ingeniería fluvial.....	5
1.1.2.- Equilibrio de fondo	7
1.1.3.- Cauces de alta pendiente	8
1.1.4.- Hidráulica torrencial	12
1.2.- Transporte de Sedimentos.....	14
1.2.1.- Inicio de Movimiento.....	18
1.2.1.1.- Condición crítica de arrastre	18
1.2.1.2.- Esfuerzo cortante crítico para material no cohesivo y no uniforme	19
1.2.1.2.1.- Fórmula de Aki y Sato	20
1.2.1.2.2.- Fórmula de Meyer-Peter y Müller.....	20
1.2.1.2.3.- Diagrama de Lane	20
1.2.1.2.4.- Ecuación de García Flores.....	22
1.2.1.2.5.- Método de Cruickshank-García para el cálculo del esfuerzo cortante crítico.....	23
1.2.1.3.- Movilidad del material que constituye un cauce.....	24
1.2.2.- Acorazamiento	24

1.2.3.- Modelos de transporte de sedimentos para cauces de alta pendiente ..	27
1.2.3.1.- Transporte de material de fondo	27
1.2.3.1.1.- Modelo de Ackers y White	30
1.2.3.1.2.- Modelo de Mora, Aguirre y Fuentes	31
1.2.3.1.3.- Modelo de Schoklitsch	32
1.2.3.1.4.- Modelo de Bagnold	32
1.2.3.1.5.- Modelo de Parker, Klingeman y McLean	34
1.2.3.1.6.- Modelo de Dade y Friend	35
 CAPÍTULO 2.- EROSIÓN EN CUENCAS	39
2.1.- Ecuación universal de pérdida de suelo revisada (RUSLE)	40
2.1.1.- Factores de RUSLE	41
2.1.1.1.- Factor de erosividad por precipitación pluvial (R)	42
2.1.1.2.- Factor de erodabilidad del suelo (K)	43
2.1.1.3.- Factor de cobertura y manejo de cultivo (CS)	44
2.1.1.4.- Factor del método de control de erosión (PS)	44
2.1.1.5.- Factor de longitud de pendiente (LP) y factor de gradiente de pendiente (FS)	45
2.2.- Coeficiente de entrega de sedimentos	47
2.2.1.- Criterios para evaluar CES	47
2.3.- Uso y aplicación de sistemas de información geográfica (SIG), el software IDRISI	49
 CAPÍTULO 3.- REOLOGÍA Y MECÁNICA DE FENÓMENOS TORRENCIALES	51
3.1.- Flujos Hiperconcentrados	54
3.1.1.- Número de Bagnold	60
3.1.2.- Relación dispersiva – viscosa	60
3.1.3.- Relación turbulenta – dispersiva	60
3.1.4.- Flujos hiperconcentrados turbulentos (Mudflood)	61
3.1.5.- Los flujos de lodo (Mudflow)	62
3.1.6.- Flujo detrítico (Debris Flow)	63
3.1.7.- Viscosidad aparente de un fluido	65
3.2.- Modelación de la reología en flujos hiperconcentrados	66
3.2.1.- Modelo cuadrático	68
3.2.2.- Modelo newtoniano turbulento	69
3.2.3.- Modelo de Bingham	69
3.2.4.- Modelo dilatante	70
3.2.5.- Modelo de Herschel y Buckley (1926)	70
3.3.- Estimación de caudales de fenómenos torrenciales	71

CAPÍTULO 4.- PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES	75
4.1.- Procesamiento estadístico de lluvias.....	75
4.1.1.- Serie de excedentes anuales	75
4.1.2.- Distribución de probabilidades Gumbel Tipo 1	76
4.1.3.- Corrección a valores representativos	77
4.1.4.- Cociente entre la lluvia en una hora y en 24 horas, ambas con periodo de retorno de 2 años	77
4.2.- Curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno.....	78
4.3.- Determinación de gastos pluviales y cálculo de caudales	79
4.3.1.- Hidrograma unitario sintético. Método de Snyder.....	80
4.3.2.- Precipitación en exceso o efectiva	83
 CAPÍTULO 5.- METODOLOGÍA	 87
5.1.- Diagrama general del desarrollo del trabajo	88
5.2.- Descripción de la cuenca del río Las Cruces	89
5.2.1.- Ubicación y generalidades	89
5.2.2.- Delimitación y modelación de la cuenca del río Las Cruces	91
5.2.3.- Subcuencas de aporte.....	92
5.3.- Erosión en la cuenca del río Las Cruces	93
5.3.1.- Obtención de los parámetros de imagen de superficie.....	94
5.3.1.1.- Factor erosividad (R)	94
5.3.1.2.- Factor erodabilidad del suelo (K)	95
5.3.1.3.- Factor de cobertura y manejo de cultivo (CS)	96
5.3.1.4.- Factor del método de control de erosión (PS).....	97
5.3.2.- Obtención de los parámetros numéricos	98
5.3.3.- Aporte de sedimentos dentro de la cuenca del río Las Cruces	99
5.4.- Descripción del cauce principal	100
5.4.1.- Densidad de sólidos y ángulo de fricción interna	104
5.4.2.- Rugosidad	105
5.4.3.- Sección transversal del cauce principal y los cauces de aporte	105
5.4.4.- Cálculo del esfuerzo crítico de corte.....	106
5.5.- Transporte de sedimentos de fondo	108
5.6.- Transporte de sedimentos mediante fenómenos torrenciales.....	110
5.6.1.- Cálculo de concentraciones, viscosidad aparente y densidad de la mezcla.....	110
5.6.2.- Cálculo de caudales sólidos	112
5.6.3.- Caracterización de fenómenos torrenciales	114

CAPÍTULO 6.- RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES	115
6.1.- Modelación de la cuenca del río Las Cruces	115
6.2.- Erosión.....	121
6.3.- El cauce del río Las Cruces	125
6.4.- Transporte de fondo.....	129
6.5.- Flujos hiperconcentrados.....	130
6.6.- Modelación supervisada	135
 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	 141
Referente a la erosión.....	141
Referente al cauce del río Las Cruces.....	142
Referente al transporte de fondo	143
Referente al transporte de flujos hiperconcentrados.....	145
Referente al diseño de obras de protección.....	146
 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 149
 REFERENCIAS.....	 151
 ANEXOS	 157
A: Procesamiento estadístico de lluvias.....	157
Cálculo de las curvas precipitación-duración-frecuencia e intensidad-duración- frecuencia para obtención del factor R de RUSLE	159
Cálculo del factor de erosividad R.....	162
B: Cálculo de caudales para la cuenca del río Las Cruces y sus subcuencas	164

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1. Obra de protección de márgenes en un río.....	5
Figura 1.2. Grados de libertad de un río (Maza y García, 1996).....	7
Figura 1.3. Balanza de Lane.....	8
Figura 1.4. Clasificación de flujos en cauces de alta pendiente.....	9
Figura 1.5. Fenómenos de transporte en función de la concentración de partículas, Meunier (1991).	12
Figura 1.6. Morfología de un torrente, Bateman <i>et al.</i> , (2006).	13
Figura 1.7. Daños causados por flujos torrenciales en el Estado de Vargas, Venezuela en 1999 (Genatios, 2012).....	13
Figura 1.8. Modos de transporte de sedimentos en ríos, Maza (1996).....	14
Figura 1.9. Diagrama de Lane.....	21
Figura 1.10. Relación entre el porcentaje que pasa y la desviación estándar para determinar el porcentaje que define el diámetro efectivo asociado al esfuerzo cortante crítico, según Cruickshank y García Flores (1976).....	23
Figura 1.11. Permanencia de partículas gruesas en el lecho de un río.	25
Figura 1.12. Cauce acorazado	26
Figura 2.1. Erosión en la cuenca de San Pedro Huimilpan, Querétaro (Muñoz, 2006)...	39
Figura 2.2. Variación del coeficiente de entrega de sedimentos respecto al tamaño de la cuenca Gracia (2000).	48
Figura 2.3. Imagen de modelo digital de elevaciones.	50

Figura 2.4.	Interfaz de base de datos del software IDRISI.	50
Figura 3.1.	Clasificación para flujos de alta concentración, Meunier (1991).	52
Figura 3.2.	Clasificación de mezclas según Cuossot y Meunier (1996).	53
Figura 3.3.	Concentración lineal de partículas.	59
Figura 3.4.	Flujo hiperconcentrado turbulento.	62
Figura 3.5.	Flujos de lodo.	62
Figura 3.6.	Flujos detríticos en Illgraben, Suiza, Junio del 2000. (http://www.wsl.ch/fe/gebirgshydrologie/massenbewegungen/projekte/KTI_Murgang/df_EN).	64
Figura 3.7.	Depósitos de sedimentos transportados por un flujo detrítico en el Río White, Estados Unidos. Izquierda: antes del evento. Derecha: después del evento. (http://debrisflows.blogspot.mx/2009_06_01_archive.html).....	64
Figura 3.8.	Relación entre la tasa de corte y la deformación de distintos tipos de fluidos. (Fuente: http://www.iq.usp.br/mralcant/About_Rheo.html)	67
Figura 3.9.	Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold (1966).	73
Figura 3.10.	Valor de $\tan a$ en función de τ^* y D50, según Bagnold (1966).	73
Figura 4.1.	Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de dos años, en ausencia de registros pluviográficos. Fuente: Campos (1983).....	78
Figura 4.2.	Representación gráfica del hidrograma unitario sintético de Snyder	82
Figura 5.1.	Procesos del desarrollo del trabajo.	88
Figura 5.2.	La cuenca del río Las Cruces en el C. A. R. L.	89
Figura 5.3.	Simulación de flujos superficiales en la cuenca del río las cruces (SIATL, 2013).....	90
Figura 5.4.	Principales usos de suelo en los alrededores de la cuenca del río las cruces. Secretaría de Desarrollo Urbano (2007).	91
Figura 5.5.	Modelo numérico de altitud de las zonas cercanas a la cuenca del río Las Cruces	93

Figura 5.6.	Estaciones climatológicas consideradas para la estimación del factor de erosividad R	95
Figura 5.7.	Corte del terreno dentro de la cuenca en el cual se muestra la textura del suelo	96
Figura 5.8.	Usos de suelos encontrados dentro de la cuenca, bosques, praderas y campos agrícolas	97
Figura 5.9.	Prácticas de conservación de suelo encontradas dentro de la cuenca	98
Figura 5.10.	Imagen satelital de los sitios en donde se realizaron tomas de muestras del cauce del río Las Cruces en su paso por la localidad de Zaragoza de Guadalupe.	101
Figura 5.11.	Proceso de recolección de muestras del lecho del río.....	101
Figura 5.12.	Sección representativa del cauce del río las cruces en el exutorio de la subcuenca 7.....	105
Figura 5.13.	Sección hidráulica típica del cauce del río Las Cruces.....	106
Figura 6.1.	Modelación del flujo superficial sobre el modelo digital de elevaciones de la zona de estudio.....	115
Figura 6.2.	Delimitación de la cuenca del río las cruces.....	116
Figura 6.3.	Curva hipsométrica de la cuenca del río Las Cruces.....	118
Figura 6.4.	Perfil longitudinal del cauce principal de la cuenca del río Las Cruces.....	118
Figura 6.5.	Cuencas de aporte al cauce principal del río Las Cruces.....	119
Figura 6.6.	Cuenca de aporte 7 del cauce del río Las Cruces.....	120
Figura 6.7.	Imagen de valores de erosividad en la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.....	122
Figura 6.8.	Valores de erodabilidad en la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.....	122
Figura 6.9.	Imagen de valores del factor de cobertura de suelo de las zonas cercanas a la cuenca del río Las Cruces.....	123
Figura 6.10.	Valores de prácticas de conservación de la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.....	123
Figura 6.11.	Valores de pendiente y aspecto (orientación) de la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.....	124

Figura 6.12. Valores medios de erosión en ton/ha/año dentro de la cuenca del río Las Cruces.	124
Figura 6.13. Curva granulométrica del material subsuperficial del lecho del río.....	125
Figura 6.14. Comparación entre curva granulométrica efectiva y valores de diámetros característicos.	127
Figura 6.15. Efectos del arrastre de sedimentos sobre el cauce del río Las Cruces; fotografía tomada en Marzo de 2013. Nótese la capa de sedimentos no cohesivos en el lecho del río disponibles para ser transportados y la capacidad de arrastre del tramo	136
Figura 6.16. Depósitos de sedimentos en las márgenes del río Las Cruces, indicando la capacidad de transporte	137
Figura 6.17. Imagen izquierda: fotografía tomada en Marzo de 2013. Imagen derecha: fotografía tomada en Junio de 2013	137
Figura 6.18. Presa de gaviones ubicada en el cauce del río Las Cruces que ha fallado debido al arrastre de material en su cimentación (socavación). Nótese que aguas abajo se identifican remanentes de una estructura similar totalmente colapsada.	138
Figura 6.19. Márgenes del río Las Cruces, arena y grava susceptibles de ser arrastrados contribuyendo en gran medida al volumen anual de sedimentos.	138
Figura 6.20. Banco de materiales (explotación de tepojal) ubicado en las márgenes del río Las Cruces; como gran fuente de sedimentos que se ponen a disposición del cauce para su transporte.....	139
Figura 7.1. Variación del esfuerzo cortante de fondo para distintos periodos de retorno para las teorías fluvial y torrencial consideradas en el diseño de obras de protección.	147
Figura B.1. Centros geométricos de las subcuencas del río Las Cruces.....	166

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1.1. Formas de transporte de sedimentos. Maza y García, (1996).....	16
Tabla 1.2. Parámetros de diseño de ingeniería de ríos. Maza y García, (1996).....	17
Tabla 2.1. Variación del CES conforme el área de drenaje de una cuenca.....	48
Tabla 3.1. Clasificación de flujos en cauces de alta pendiente según Costa (1988).	53
Tabla 4.1. Tipos de terrenos para la estimación de los números de escurrimiento (Campos, 2011).....	84
Tabla 4.2. Números de escurrimiento para distintas condiciones del terreno (Campos, 2011)	85
Tabla 4.3. Tabla de correcciones por condiciones iniciales de humedad (Campos, 2011)	86
Tabla 5.1. Características de los principales tipos de suelo de la zona.	91
Tabla 5.2. Factor de erodabilidad del suelo en la zona de la cuenca del río Las Cruces.	96
Tabla 5.3. Distribuciones de suelo para la zona de la cuenca del río Las Cruces.....	97
Tabla 5.4. Coeficientes de entrega de sedimentos (C.E.S.) para la cuenca del río Las Cruces y sus cuencas de aporte.	100
Tabla 5.5. Distribución de frecuencias de partículas del material del lecho del río	102
Tabla 5.6. Valores del ángulo de fricción interna en suelos granulares no plásticos en función de la granulometría y la compacidad.	104
Tabla 6.1. Características geomorfológicas de la cuenca del río Las Cruces.....	116

Tabla 6.2.	Características geomorfológicas de la cuenca las subcuencas de aporte.	119
Tabla 6.3.	Factor de erosividad R para las estaciones cercanas a la cuenca del río Las Cruces.	121
Tabla 6.4.	Estimación del aporte de sedimentos para la cuenca del río las cruces y las subcuencas de aporte.	125
Tabla 6.5.	Diámetros característicos del material subsuperficial	126
Tabla 6.6.	Características del sedimento del lecho del río.	126
Tabla 6.7.	Datos de peso específico del material del lecho	127
Tabla 6.8.	Anchos de sección para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces	128
Tabla 6.9.	Parámetros hidráulicos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río las Cruces (para caudales medios)	128
Tabla 6.10.	Parámetros hidráulicos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces (para caudales máximos).....	129
Tabla 6.11.	Velocidades del flujo y régimen hidráulico para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.....	129
Tabla 6.12.	Capacidades de transporte y volúmenes de sedimentos anuales para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.....	130
Tabla 6.13.	Concentraciones volumétricas de sedimentos (Cv) para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.....	130
Tabla 6.14.	Concentración lineal para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	131
Tabla 6.15.	Estimación de la viscosidad aparente de la mezcla agua sedimento para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	131
Tabla 6.16.	Densidad de la mezcla en función de la concentración volumétrica para los cauces de aporte y el cauce principal del río Las Cruces.	132
Tabla 6.17.	Velocidad del flujo y régimen hidráulico para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.....	132
Tabla 6.18.	Estimación de la tasa de corte du/dh (U/h) para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	133

Tabla 6.19.	Esfuerzos críticos para el material del lecho, viscosidades aparentes y parámetros turbulento-dispersivo para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.....	133
Tabla 6.20.	Esfuerzos actuantes sobre el lecho de los cauces analizados.....	134
Tabla 6.21.	Capacidad de transporte de sedimentos estimada mediante fenómenos torrenciales.....	134
Tabla 6.22.	Capacidad anual de transporte de sedimentos estimada para un evento crítico de mediante fenómenos torrenciales.....	135
Tabla 6.23.	Caracterización de los fenómenos torrenciales.....	135
Tabla 7.1.	Volúmenes anuales de sedimentos disponibles en la cuenca del río Las Cruces y sus subcuencas.	142
Tabla 7.2.	Volúmenes anuales de sedimentos transportados en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces (transporte de fondo)..	143
Tabla 7.3.	Relación entre capacidad de transporte y disponibilidad de sedimentos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	144
Tabla 7.4.	Relación entre esfuerzos cortantes de fondo para caudales máximos en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	145
Tabla 7.5.	Relación entre capacidad de transporte y disponibilidad de sedimentos para fenómenos torrenciales en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	146
Tabla A.1.	Estaciones climatológicas empleadas en el estudio.	158
Tabla A.2.	Valores del factor "R" para las estaciones climatológicas de la zona.	159
Tabla A.3.	Alturas de precipitación para diferentes periodos de retorno calculadas mediante el procesamiento estadístico de lluvias (mm).	161
Tabla A.4.	Intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno calculados mediante el procesamiento estadístico de lluvias (mm/hr).....	162
Tabla A.5.	Datos del procesamiento estadístico de lluvias para las estaciones climatológicas de la zona.....	163
Tabla A.6.	Estimación del factor de erosividad R para las estaciones climatológicas de la zona	164
Tabla B.1.	Periodos de retorno recomendados para obras de protección	165

Tabla B.2.	Cálculo ponderado del valor de precipitación con duración de una hora y un periodo de retorno de dos años	167
Tabla B.3.	Cálculo ponderado del valor de precipitación con duración de una hora y un periodo de retorno de cincuenta años.....	167
Tabla B.4.	Valores del número “N” para la cuenca del río Las Cruces.....	168
Tabla B.5.	Valores de la precipitación acumulada de 5 días antes de la lluvia máxima (mm).....	168
Tabla B.6.	Gastos de diseño para los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.	170

LISTA DE SÍMBOLOS Y UNIDADES

g'_B	Es el transporte de sedimentos en peso sumergido [kg/s*m].
$\overline{\omega}_0$	Umbral de potencia representativo de dos grupos de partículas.
ϕ	Es el ángulo de fricción interna del material del lecho [grados].
ϕ_{50}	Parámetro del tamaño del sedimento de Parker, Klingeman y McLean.
Δ	Peso específico relativo del sedimento.
ϵ_b	Es un término de fricción empírico que relaciona el peso de la carga de fondo con el esfuerzo cortante inducido por el flujo. Normalmente se estima cercano a la unidad.
ϵ_s	Parámetro adimensional de eficiencia que se puede determinar empíricamente y normalmente un valor dentro del rango de 10 ⁻² y 10 ⁻¹ .
A	Es el área de drenaje de la cuenca [km ²].
AS	Aporte de sedimentos. [ton/ha/periodo].
B	Ancho de plantilla de la sección de un río [m].
Ba	Número de Bagnold
B _r	Coefficiente que toma en cuenta el parámetro de Rouse y la profundidad relativa
c	Cohesión del material.
C	Es el coeficiente de Chezy.
C*	Coefficiente adimensional de Chezy.
C.E.S.	Coefficiente de entrega de sedimentos (<i>Sediment Delivery Ratio</i>) [%].
C _c	Coefficiente de curvatura.
CD	Coefficiente de arrastre.
C _p	Coefficiente adimensional que varía de 0.56 a 0.69 tomando los valores más grandes para cuencas de gran pendiente.
C _m	Concentración máxima (0.615).
C _m *	Compacidad del material.
CS	Factor de coberturas de suelo y manejo de cultivos.
Cu	Coefficiente de uniformidad.
Cv	Concentración volumétrica de sedimentos [%].
CV _a	Es el coeficiente de viscosidad aparente.
D*	Diámetro adimensional de la partícula.

D_1	Diámetro representativo del grupo de partículas número 1.
D_2	Diámetro representativo del grupo de partículas número 2.
D_{50}	Diámetro medio de las partículas, tal que el 50% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas inferiores a dicho tamaño [m].
D_{50SUB}	Diámetro medio de las partículas del material subsuperficial [m].
du/dh	Es la tasa de corte o velocidad de deformación [s^{-1}].
Dv^*	Relación dispersiva-viscosa.
D_Ω	Diámetro representativo del material de un cauce, tal que el Ω % del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas inferiores a dicho tamaño [m].
RV	Relación de vacíos del material.
e	Unidad de energía [$MJ / (ha \cdot mm)$].
EI_{30}	Energía en intervalos [$(MJ \cdot mm) / (ha \cdot hr)$].
ET	Pérdidas de suelo por unidad de área [$ton/ha/año$].
F	Número de Froude.
F^*	Número de Froude densimétrico de las partículas.
F^*c	Valor crítico del número de Froude densimétrico de las partículas.
FS	Factor de gradiente de pendiente.
g	Es la aceleración debida a la gravedad [m/s^2].
g_o	Caudal sólido en peso por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
g_B	Arrastre de fondo por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
g_{BS}	Transporte de fondo en suspensión por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
g_{BT}	Transporte total de fondo por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
g_L	Transporte de lavado por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
grs	Gradiente de pendiente.
g_s	Transporte en suspensión por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
g_T	Transporte total por unidad de ancho [$kg/s \cdot m$].
G_o	Caudal sólido en peso [kg/s].
G_B	Arrastre de fondo [kg/s].
G_{BS}	Transporte de fondo en suspensión [kg/s].
G_{BT}	Transporte total de fondo [kg/s].
G_L	Transporte de lavado [kg/s].
G_s	Transporte en suspensión [kg/s].
G_T	Transporte total [kg/s].
h	Es el tirante del flujo [m].
i	Intensidad de precipitación para una duración en minutos y un periodo de retorno en años (mm/hr).
j	Es la estación en estudio.
J	Número de tormentas al año.
K	Factor de erodabilidad del suelo [$(Ton \cdot hr) / (MJ \cdot mm)$].

k_1	Es la constante de Von Karman (0.41).
k_2	Es una constante empírica de Bagnold (0.042).
k_3	Coefficiente adimensional que varía de 1.35 a 1.65, tomando los valores menores para cuencas de gran pendiente.
k_4	Constante empírica (0.01).
k_5, k_6, k_7 y k_8	Son coeficientes que dependen de las propiedades físicas de las partículas y la composición del sedimento.
k_9	Coefficiente de caracterización.
l	Es la longitud de Prandtl de la mezcla turbulenta de agua y sedimento.
L	Es la longitud del río principal desde el partaguas al punto de consideración [km].
l y l_5	Es la altura de precipitación máxima cinco días antes de la fecha en cuestión
L_c	Es la longitud desde el punto del río principal más próximo al centro geométrico de la cuenca hasta el punto en consideración [km].
LP	Factor de longitud de pendiente.
LS	Factor topográfico.
m	Exponente de factor de pendiente.
N	Es el “Número de escurrimiento”, cuyo valor depende del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores.
n	Coefficiente de rugosidad de Manning.
nm	Porosidad del material.
P	Es la altura de precipitación [cm].
P^*	Número de movilidad del sedimento.
P_e	Es la precipitación en exceso o efectiva [cm].
Pe_T^t	Es la precipitación efectiva de duración t y un periodo de retorno T .
PI_{30}	Precipitación máxima registrada en el año para una duración de treinta minutos en un periodo de retorno de dos años [mm].
PS	Factor de control de erosión.
p_s	Presión intergranular.
P_T^t	Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno T en [mm].
P_Ω	Variable cuyo valor depende del porcentaje Ω correspondiente al diámetro que interesa determinar.
q	Caudal unitario de agua [$m^3/s \cdot m$].
Q	Gasto líquido de un río [m^3/s].
Q_2	Gasto líquido de un río para una avenida con periodo de retorno de 2 años [m^3/s].
q_c	Caudal unitario crítico [$m^3/s \cdot m$].
q_p	Es el caudal pico del hidrograma unitario por milímetro de lluvia neta [$m^3/(s \cdot mm)$].
q_{pR}	Es el caudal pico y el tiempo base TBE por milímetro de lluvia neta [$m^3/(s \cdot mm)$].

q_o	Caudal sólido en volumen por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_B	Arrastre de fondo por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_{BS}	Transporte de fondo en suspensión por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_{BT}	Transporte total de fondo por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_L	Transporte de lavado por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_s	Transporte en suspensión por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_T	Transporte total por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_B	Arrastre de fondo por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
q_{BS}	Transporte de fondo en suspensión por unidad de ancho [$m^3/s*m$].
Q_o	Caudal sólido en volumen [m^3/s].
Q_B	Arrastre de fondo [m^3/s].
Q_{BS}	Transporte de fondo en suspensión [m^3/s].
Q_{BT}	Transporte total de fondo [m^3/s].
Q_L	Transporte de lavado [m^3/s].
Q_s	Transporte en suspensión [m^3/s].
Q_T	Transporte total [m^3/s].
Q_B	Arrastre de fondo [m^3/s].
R	Factor de erosividad por precipitación pluvial [$(MJ*mm) / (ha*hr)]*año$.
R_h	Es el radio hidráulico de la sección [m].
R_j	Erosividad de la estación en estudio [$((MJ*mm) / (ha*hr))*año$].
S	Es la pendiente del cauce [m/m].
T	Es el periodo de retorno [años]
T^*_D	Relación turbulenta-dispersiva.
TB	Tiempo base [minutos].
TBE	Es el tiempo base de la escorrentía [minutos].
tm	Tamaño de la muestra
t	Duración de la precipitación efectiva [minutos].
t_p	Es el tiempo de retardo de la cuenca [horas].
t_{pR}	Es el tiempo de retardo correspondiente al t_R diferente a t_p [minutos].
t_r	Es la duración de la lluvia neta [horas].
t_R	Es la duración de la lluvia neta diferente de t_r [horas].
U	Es la velocidad media del flujo [m/s].
u^*	Es la velocidad al cortante sobre el lecho del río [m/s].
u^*_{cr}	Es la velocidad crítica del material del lecho [m/s].
U_B	Es la velocidad media a la que se mueven los sólidos [m/s].
V_1	Es el volumen del líquido [m^3].
V_o	Es el volumen de sólidos [m^3].
W^*	Parámetro de transporte de Parker, Klingeman y McLean.
w_s	Velocidad media de caída de las partículas del sedimento
X	Es el valor buscado de una determinada probabilidad o periodo de retorno.

\bar{x}	Es la media de los datos de precipitación.
x_p	Longitud de pendiente [m].
Y	Es una variable reducida, función de probabilidad.
γ	Peso específico del agua [N/m^3].
γ_m	Es el peso específico de la mezcla [N/m^3].
γ_s	Es el peso específico del material [N/m^3].
δ	Representa el coeficiente de la tensión de corte inercial [kg/m].
θ	Es el ángulo que forma el perfil de fondo con la horizontal [grados].
θ_{cr}	Es el ángulo crítico de deslizamiento [grados].
λ	Es la concentración lineal.
μ	Es la viscosidad dinámica del agua [$kg/m*s$].
μ_a	Es la viscosidad dinámica aparente [$kg/m*s$].
ρ	Densidad del agua [kg/m^3].
ρ_m	Es la densidad de la mezcla [kg/m^3].
ρ_s	Densidad del sedimento [kg/m^3].
σ	Es la desviación estándar de los datos.
σ_g	Desviación estándar geométrica de la muestra granulométrica.
σ_n	Presión normal del material sólido.
τ^*	Parámetro adimensional de Shields.
τ^*_f	Parámetro adimensional de Shields para un fluido intersticial.
τ^*_{50}	Parámetro adimensional de Parker, <i>et al.</i>
τ_0	Es el esfuerzo cortante producido en el fondo del canal [N/m^2].
τ_b	Esfuerzo de corte que el flujo produce en el fondo [N/m^2].
τ_c	Esfuerzo cortante crítico [N/m^2].
τ_{cc}	Esfuerzo de cedencia cohesivo del material [N/m^2].
τ_d	Tensión de corte dispersiva [N/m^2].
τ_{fT}	Esfuerzo sobre el lecho de Takahashi, et al (1992) [N/m^2].
τ_{mc}	Esfuerzo de cedencia de Mohr Coulomb [N/m^2].
τ_t	Tensión de corte turbulenta [N/m^2].
τ_v	Tensión de corte viscosa [N/m^2].
Φ^*	Es el parámetro adimensional de transporte.
ω	Potencia de energía disponible del río por unidad de ancho [W/m^2].
Ω	Porcentaje correspondiente al diámetro del material del cauce en estudio cuyo peso es inferior a dicho tamaño.
ω_0	Potencia crítica del río por unidad de ancho [W/m^2].

INTRODUCCIÓN

PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN

El transporte de sedimentos producido por el agua que circula a través de ríos y canales es un factor importante en la planeación, el diseño y el funcionamiento de los proyectos de gestión de agua (OMM, 1994). En la hidráulica fluvial, la capacidad de cuantificar y predecir el transporte de sedimentos permite implementar acciones que reduzcan la descarga de los mismos en cauces, presas e infraestructura hidráulica.

En ríos de montaña o de alta pendiente, el transporte de material de fondo constituye parte importante del transporte total, llegando a ser más del 50% de éste. El transporte de fondo tiene importancia por su contribución a la morfología del cauce y la estabilidad del mismo.

En México, son pocos los estudios de transporte de sedimentos (Bravo *et al.*, 2004). Además el transporte de fondo no se mide de manera continua en nuestro país. Debido a esto, existe la necesidad de mejorar los métodos y procedimientos actuales para obtener datos más confiables además de realizar mediciones de transporte de fondo de manera continua (Díaz, 2008).

Para estimar la descarga de transporte de sedimentos de fondo en corrientes naturales, se ha sugerido el uso de ecuaciones empíricas. Son fórmulas de capacidad de transporte, es decir, sólo toman en cuenta las características del cauce mismo y del tipo de sedimento transportado. Dichas ecuaciones no consideran el aporte de sedimentos de la cuenca para efectuar un balance de masa. Los trabajos de calibración realizados hasta el momento sobre cauces naturales indican la necesidad de realizar más estudios que tengan en cuenta las características físicas de la cuenca en conjunto con la capacidad de transporte del cauce.

Además, este tipo de cauces de alta pendiente y las características hidrológicas de sus cuencas de aporte presentan condiciones propicias para la ocurrencia de fenómenos torrenciales, acarreado sedimentos en alta concentración así como grandes rocas con alto poder destructivo capaz de devastar toda la infraestructura a lo largo de su paso e incrementando el riesgo de erosión en los cauces. La ocurrencia de dichos fenómenos tiene mayores impactos sobre la población cada vez más extendida sobre el territorio cercano a los cauces naturales (Bateman, 2006).

Este es un campo disponible para la investigación, por ello, en este trabajo se estimará el aporte de sedimentos de la cuenca por erosión para ser contrastado con los resultados obtenidos de la aplicación de un modelo de transporte de sedimentos confiable para tener un balance de masa más realista.

En este trabajo se aplicarán modelos de erosión y de transporte de sólidos al cauce del río Las Cruces, en el Municipio de Calimaya, Estado de México.

El cauce del río Las Cruces y su cuenca ubicada en el municipio de Calimaya, Estado de México es de interés por sus características de alta pendiente (tiene una pendiente media del cauce principal de 11.45% y pendientes en sus cauces de aporte de hasta 18%); además, presenta marcados cambios de uso de suelo, clima y morfología. Dichas características hacen a esta cuenca susceptible al transporte de cantidades importantes de sedimento provenientes tanto de la erosión de la cuenca como del cauce y que se pueden presentar de distintas maneras teniendo un impacto significativo en el medio ambiente y en la infraestructura hecha por el hombre.

Además, en los últimos años los eventos extraordinarios de lluvia dentro de la cuenca del río Las Cruces así como la intervención y modificación de usos de suelo dentro de la cuenca, han sido detonantes de fenómenos de interés práctico para la ingeniería fluvial y la hidráulica torrencial como son inundaciones de lodo, flujos de lodo y piedras, erosión del lecho y márgenes del cauce, socavación en estructuras de protección, avenidas catastróficas, etc.

Dichos eventos merecen ser tratados con un enfoque técnico a fin de conocer las condiciones para su ocurrencia, estimar sus posibles efectos y minimizar los daños a las zonas urbanas.

HIPÓTESIS

La modelación del transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente considerando la disponibilidad de sedimento por erosión de la cuenca y la mayoría de los parámetros físicos que intervienen en el fenómeno, permitirá conocer de manera más precisa la cantidad de sólidos transportados, así como las repercusiones de la ocurrencia de fenómenos torrenciales dentro de este tipo de cauces. La modelación se realizará de manera confiable al río Las Cruces, Municipio de Calimaya en el Estado de México.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar los modelos de transporte de sedimentos para cauces de alta pendiente y tomar en cuenta la disponibilidad de sedimentos por erosión en la cuenca de aporte. La estimación de disponibilidad y de transporte de sedimentos, se aplicará en la cuenca del río Las Cruces, en el municipio de Calimaya Estado de México, permitiendo cuantificar de manera más precisa el transporte de sedimentos y obtener datos que servirán de base para la futura implementación de obras y prácticas de conservación del suelo.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar los modelos de transporte de sedimentos de fondo y elegir el modelo que mejor se ajuste a las características de los cauces de alta pendiente.
- Analizar el modelo *R.U.S.L.E. (Revised Universal Soil Loss Equation)* y aplicarlo a la cuenca del río Las Cruces.
- Obtener las características geomorfológicas de la cuenca del río Las Cruces.
- Caracterizar y representar al cauce del río Las Cruces.

INTRODUCCIÓN

- Obtener los caudales líquidos asociados a un cierto periodo de retorno en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.
- Aplicar un modelo de transporte de sedimentos para cauces de alta pendiente considerando la disponibilidad de sedimento por erosión de la cuenca.
- Analizar la capacidad de transporte de sedimentos del cauce del río Las Cruces y sus cauces de aporte bajo condiciones torrenciales.
- Contrastar los valores de disponibilidad y capacidad de transporte de sedimentos para el cauce del río Las Cruces y sus cauces de aporte.
- Obtener datos básicos para futuros proyectos de obras y prácticas para la conservación del suelo en la cuenca del río Las Cruces.
- Verificar las condiciones recomendadas de diseño para obras de protección en cauces de alta pendiente.

CAPÍTULO 1

INGENIERÍA FLUVIAL

1.1. INGENIERÍA FLUVIAL Y MORFOLOGÍA DE CAUCES DE ALTA PENDIENTE

1.1.1. INGENIERÍA FLUVIAL

La ingeniería fluvial, como la aplicación de la hidráulica fluvial, trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de sus recursos o la reducción de los riesgos de daño asociados a las avenidas. En la figura 1.1, se muestra una obra de protección contra erosión en márgenes de un río.



Figura 1.1. Obra de protección en margen de un río.

Existen marcadas diferencias entre un río que es el objeto de estudio de la hidráulica fluvial y aquel de la hidráulica convencional, un canal. Principalmente, el caudal para un canal es marcadamente constante mientras que para un río siempre es variable y depende del régimen hidrológico de la cuenca de aportación (Martín, 2003). El trazado en planta de un canal es fijo, mientras que el trazado de los ríos es siempre cambiante.

Las secciones de un canal están diseñada para ser lo más estables y eficientes posibles; la sección de un río varía de manera temporal y espacial, debido a que en su fondo y márgenes pueden presentar acreción por sedimentación o regresión por arrastre y erosión. Estos cambios en las secciones de un río, son efecto de variables hidrológicas (caudal líquido), hidráulicas (velocidad) y del transporte de material. El material transportado por el flujo en un canal está formado únicamente por agua en canales, mientras que, en ríos, el flujo es de tipo bifásico, es decir, consta de una fase líquida y de una fase sólida. Finalmente, la interacción con el medio ambiente de los canales es muy escasa, mientras que en los ríos tienen una estrecha relación con el medio ambiente y el subsuelo que los rodea, estableciendo un ecosistema húmedo que son apropiados para la vida vegetal y animal.

Un río puede hacer uso de tres grados de libertad para alcanzar su equilibrio (Figura 1.2.). Cuando el fondo, los márgenes y la pendiente de un río no cambian al variar el gasto y sólo varía el tirante, un río hace uso de un grado de libertad, en este esquema, no existe transporte de sedimentos. Cuando los márgenes de un río son muy resistentes y puede variar tanto el tirante como la pendiente, el río hace uso de dos grados de libertad. Así mismo, al variar el gasto que transporta un río, además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse los márgenes y ajustarse el ancho del río, éste hace uso de tres grados de libertad (Maza y García, 1996).

Las libertades que se han atribuido al río son las que él trata de hacer valer cuando una intervención modifica los equilibrios anteriores. La ingeniería fluvial debe calibrar los equilibrios existentes, y adivinar los efectos de una intervención (Martín, 2003).

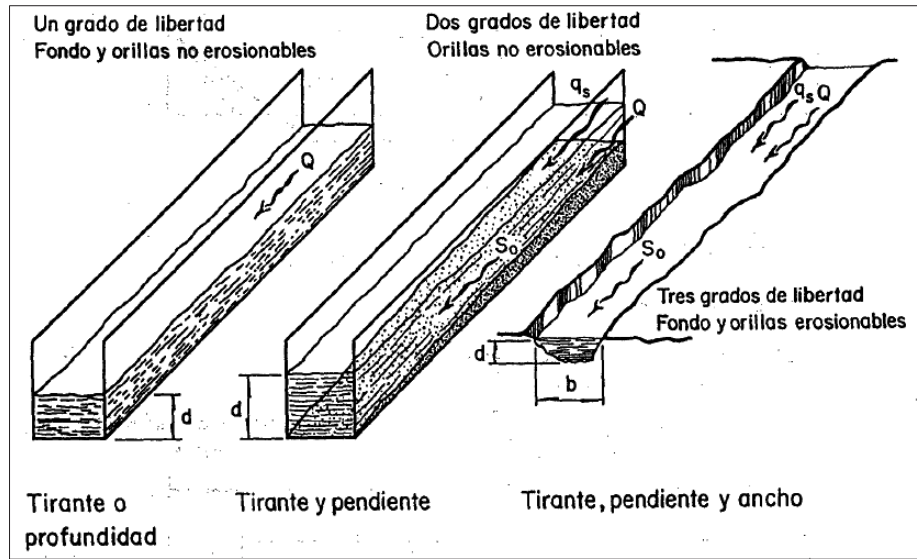


Figura 1.2. Grados de libertad de un río (Maza y García, 1996).

1.1.2. EQUILIBRIO DEL FONDO

Se dice que el fondo de un río se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos cuando no sufre modificación en su perfil.

Lane (1955) propuso tener en cuenta cuatro variables que intervienen en el equilibrio del fondo del cauce: el caudal líquido (q , caudal unitario de agua), el caudal sólido (q_s , caudal sólido unitario que se mueve por el fondo), la pendiente (S) y el tamaño del sedimento (D_{50}), y las dispuso en la analogía de la balanza (Figura 1.3).

Lane estableció de una forma cualitativa (Ecuación 1.1) que la condición de equilibrio depende de la relación que existe entre estas cuatro variables, de manera que el conjunto caudal sólido-granulometría del sedimento debe estar en equilibrio con el conjunto caudal líquido-pendiente del cauce.

$$q_s * D_{50} = q * S \quad (1.1)$$

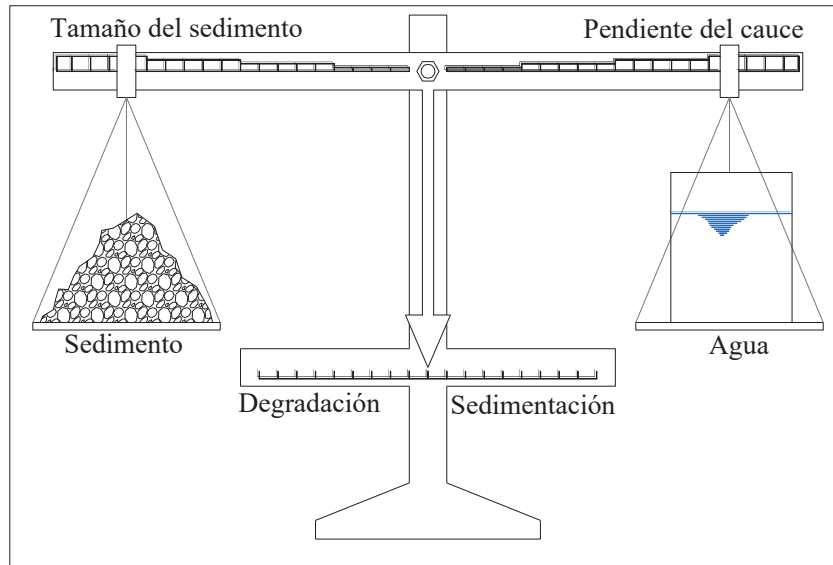


Figura 1.3. Balanza de Lane.

El desplazamiento de la balanza por un exceso de peso (los caudales) o por un brazo en exceso (la pendiente y el tamaño), da lugar a un desequilibrio que conlleva procesos de erosión o sedimentación (Martín, 2003). Para recuperar el equilibrio, el flujo debe aumentar el peso opuesto o incrementar su brazo. Es importante resaltar que la pendiente es la principal variable que permite recuperar el equilibrio.

1.1.3. CAUCES DE ALTA PENDIENTE

La denominación de ríos de montaña o de alta pendiente, en términos hidráulicos se refiere a cauces con una rugosidad relativa al radio hidráulico mayor que aproximadamente 0.1 y una pendiente longitudinal mayor que 1% y que puede llegar hasta 20%.

El material del fondo en un cauce de alta pendiente está formado principalmente por partículas gruesas. Si el rango del tamaño medio de las partículas varía entre 2 y 64 mm, el río se considera de grava; de canto si dicho rango oscila entre 64 y 256 mm y de bolo si el tamaño medio del sedimento es superior a 256 mm (López, 2005).

En ríos de cuencas de montaña, debido a la fuerte pendiente, la capacidad de transporte de sedimentos con la que cuenta el flujo originado por tormentas torrenciales de alta intensidad,

es muy elevada (figura 1.4.). Si existen sedimentos disponibles para la corriente, esta presentara una importante carga de sólidos, con tamaños que van desde arcillas hasta bolos (López, 2005). El transporte de sedimentos en ríos de fuerte pendiente presenta generalmente variabilidad espacial y temporal.

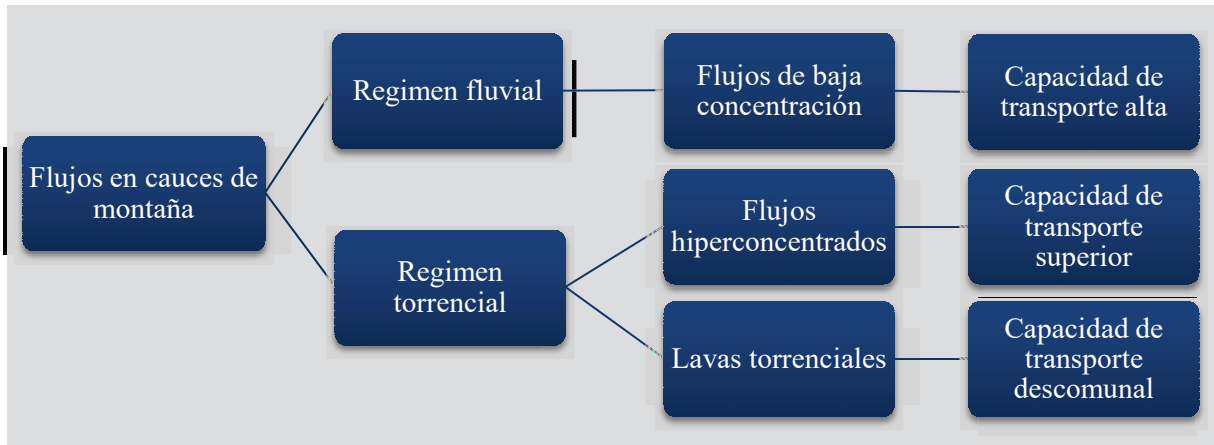


Figura 1.4. Clasificación de flujos en cauces de alta pendiente.

En ríos de grava, el flujo es en la inmensa mayoría de las ocasiones turbulento, dado el gran predominio que en este tipo de cauces muestras las fuerzas de inercia sobre las viscosas. Del mismo modo, en ríos de lecho granular de material grueso, dada la irregularidad del contorno sólido, introducida por el tamaño, forma y disposición de las partículas el flujo se vuelve hidráulicamente rugoso.

La estimación de la rugosidad en cauces naturales no es tarea sencilla, para ríos de montaña dicha estimación es aún más difícil debido a la gran dispersión de tamaños de partículas en el lecho. Para la estimación de la rugosidad n de Manning se han propuesto varias fórmulas empíricas para su cálculo.

Para Meyer, Peter y Müller, (1948) la rugosidad de un río constituido por arenas no uniformes se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad (1.2)$$

donde:

D_{90} es el diámetro del sedimento para el cual el 90% del material es más fino [m].

Esta fórmula toma en cuenta el efecto de la presencia de una coraza en el lecho del cauce la cual modifica sustancialmente el valor de la rugosidad del cauce.

Para Maza (1986) la rugosidad de un río constituido de materiales granulares se estima utilizando la siguiente ecuación:

$$n = \frac{D_{50}^{1/8}}{16.27} \quad (1.3)$$

donde:

D_{50} es el diámetro del sedimento para el cual el 50% del material es más fino [m].

Para corrientes montañosas sin vegetación en el canal, con fondo de grava, cantos rodados y algunas rocas, el coeficiente n de Manning según Chow (1994) varía de 0.030 a 0.050.

Los ríos en zona de montaña muestran valles relativamente estrechos con ausencia de llanuras de inundación. En estas condiciones las laderas se convierten en la principal fuente de sedimento y agua anulando el amortiguamiento por almacenamiento que procuran las llanuras de inundación en cauces de pendiente moderada. El régimen hidrológico de los ríos de montaña está caracterizado por su pronta respuesta a las precipitaciones y al escurrimiento de las mismas.

La sección típica de los ríos de montaña, debido a su régimen temporal suele ser amplia, superficial y generalmente de forma rectangular. Bray (1982) desarrolló dos ecuaciones (Ecuaciones 1.4 y 1.5) para cauces de montaña a fin de estimar el ancho del cauce y el tirante del mismo en las cuales involucra el gasto transportado por dichos cauces.

$$B = 4.750 * Q_2^{0.527} \quad (1.4)$$

$$h = 0.266 * Q_2^{0.333} \quad (1.5)$$

donde:

B es el ancho promedio de la sección [m].

Q₂ es el gasto para una avenida con periodo de retorno de 2 años [m³/s].

h es el tirante promedio del agua [m].

La velocidad media del flujo en ríos de montaña es un parámetro difícil de estimar sobre todo porque dicho parámetro se encuentra relacionado con la geometría de la sección transversal del cauce. La caracterización de la geometría de la sección transversal se ve dificultada por la irregularidad morfológica característica de este tipo de cauces.

Rickenmann (1994) con base en datos observados en distintos cauces de alta pendiente con lecho de material granular elaboró dos ecuaciones que relacionan la velocidad media del flujo con variables que no dependen de la geometría de la sección y que son relativamente sencillas de obtener. Las ecuaciones que desarrolló son las siguientes:

$$U = 0.96 * g^{0.36} * S^{0.35} * Q^{0.29} * D_{90}^{-0.23} \quad (1.6)$$

$$U = 0.37 * g^{0.33} * S^{0.20} * Q^{0.34} * D_{90}^{-0.35} \quad (1.7)$$

donde:

U Es la velocidad media del flujo [m/s].

g Es la aceleración debida a la gravedad [m/s²].

S Es la pendiente del cauce [m/m].

Q Gasto líquido de un río [m³/s].

Rickenmann establece como límite de aplicación de las ecuaciones 1.6 y 1.7 una pendiente del 8%, utilizando la ecuación 1.6 para pendientes menores a 8% y la ecuación 1.7 para pendientes mayores.

En ríos de montaña, el inicio de movimiento de las partículas se ve dificultado no sólo por el mayor calibre del sedimento, sino también por la disposición y agrupación que adoptan las partículas y por las formas de fondo del lecho, que tienden a maximizar la resistencia al flujo (López, 2005).

1.1.4. HIDRÁULICA TORRENCIAL

La hidráulica torrencial es el estudio de las avenidas torrenciales, crecidas en las que el transporte de sólidos es tan grande que las nociones de hidráulica fluvial se desvanecen (Figura 1.5.). El tirante de la mezcla puede ser superior que en el flujo de agua clara para un mismo caudal debido al transporte sólido y por ende, el caudal de lodo alcanzado es mucho mayor que en un flujo de sólo agua y transporte sólido. La densidad de la mezcla eleva por encima de la densidad del agua.

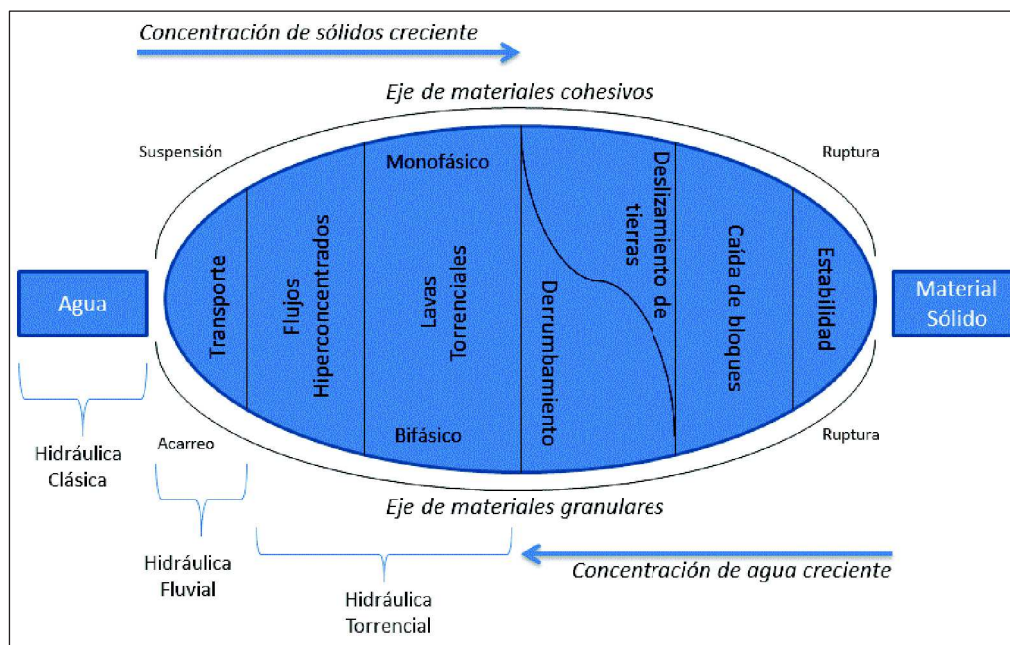


Figura 1.5. Fenómenos de transporte en función de la concentración de partículas, Meunier (1991).

La pendiente de un río establece la diferencia más importante en cuanto al régimen hidráulico. Se llaman torrentes los cursos de agua de pendiente mayor a 6% (Martín, 2003).

Un torrente se diferencia de un río por su morfología, su hidrología y su régimen hidráulico (Martín, 2003). En su morfología un torrente está formado de tres partes: una cuenca de recepción, un canal de desagüe y un cono de deyección (Figura 1.6.).

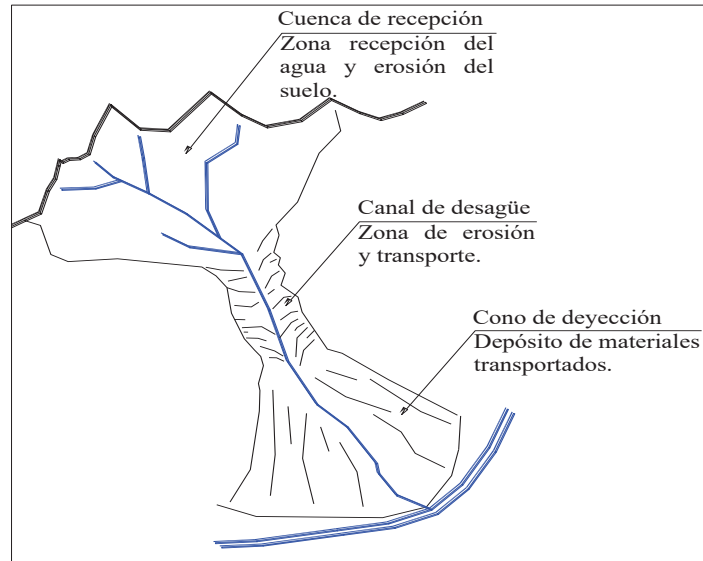


Figura 1.6. Morfología de un torrente, Bateman *et al.*, (2006).

Hidrológicamente un torrente se diferencia de un río por la velocidad de crecimiento del caudal (la pendiente del hidrograma), que es muy elevada. Hidráulicamente, la gran pendiente del terreno implica una gran capacidad de transporte sólido (Martín, 2003). Un torrente y un río torrencial pueden experimentar avenidas torrenciales en las que el flujo se presenta como una pared o frente de onda, mezcla de agua y sólidos muy destructiva (Figura 1.7.).

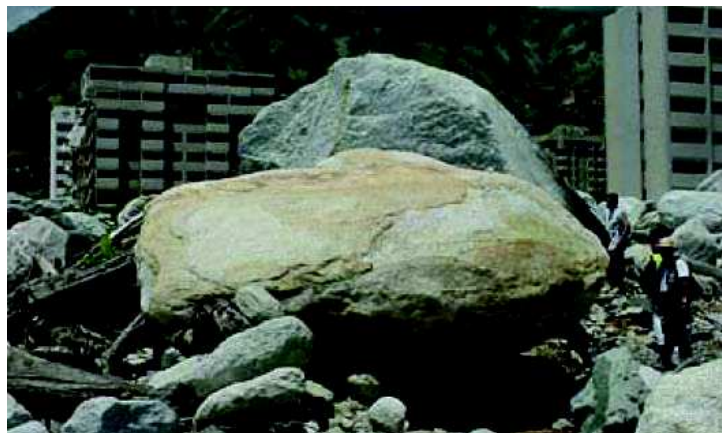


Figura 1.7. Daños causados por flujos torrenciales en el Estado de Vargas, Venezuela en 1999 (Genatios, 2012).

En un flujo en torrente la energía potencial del fluido se convierte en energía cinética, superando la resistencia por fricción y realizando el trabajo de transporte de sedimentos en mayor proporción que en ríos de baja pendiente.

1.2. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua (Maza y García, 1996).

El transporte de sedimentos a través de ríos y canales es un factor importante en la planificación, el diseño, y el funcionamiento de los proyectos de gestión del agua. La correcta evaluación de los efectos del transporte de sedimentos y de las medidas necesarias para su regulación exige un conocimiento técnico de los procesos de erosión, transporte y la deposición de los sedimentos, así como de su interacción con los procesos hidrológicos dentro de sus cuencas de captación.

Existen dos formas principales de transporte de sedimentos: de fondo (rodando o saltando) y en suspensión (Figura 1.8.). En el transporte de fondo, se movilizan principalmente las partículas gruesas que provienen de la erosión de cauces. El transporte en suspensión, moviliza el material fino proveniente tanto de la erosión laminar de la cuenca como de los cauces. En los cauces jóvenes con topografía accidentada y de alta pendiente (mayor del 5%) el transporte de fondo constituye parte importante del transporte total (García, 2009).

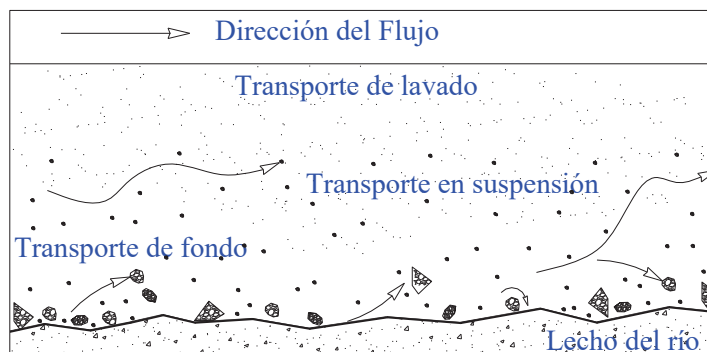


Figura 1.8. Modos de transporte de sedimentos en ríos, Maza (1996).

La carga de lavado se mueve siempre en suspensión, por lo cual la tasa de transporte es función de la concentración en el gasto líquido. Este material puede abandonar la cuenca en cada evento lluvia-escurrimiento; en general, esto no sucede con el material de fondo ya que sólo recorre pequeñas distancias en cada avenida (Gracia, 2000).

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen. Si se expresa en peso se designa como “ g_o ” cuyas unidades serán $\text{kg/s}\cdot\text{m}$ y si se expresa en volumen, se designa con la letra “ q_o ” y sus unidades son $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$. El volumen q_o obtenido con las fórmulas de transporte es el ocupado por las partículas sólidas sin dejar huecos entre ellas. La relación entre g_o y q_o está dada por la siguiente ecuación:

$$g_o = \gamma_s * q_o \quad (1.8)$$

donde:

- o es el subíndice que depende del tipo de transporte que se presente en el cauce.
- γ_s es el peso específico del material [kg/m^3].

El transporte unitario de partículas expresado en peso sumergido se define de la siguiente manera:

$$g'_o = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} g_o \quad (1.9)$$

donde:

- γ Es el peso específico del agua [N/m^3].

El volumen real que ocuparía el material transportado, si llegara a depositarse se obtiene con la ecuación 1.10 (Maza y García, 1996).

$$V_o = \frac{g_o B \Delta t}{\gamma_s(1 - POR)} = \frac{g_o B \Delta t}{\gamma_s} (1 - RV) \quad (1.10)$$

donde:

- g_o es el transporte unitario en peso [kg/m*s].
- Δt es el intervalo de tiempo en análisis [s].
- POR es la porosidad del material.
- RV es la relación de vacíos del material.

Además el transporte de sedimentos que tiene lugar en toda la sección transversal del cauce del río expresado en peso (kg/s) o en volumen (m³/s) respectivamente está dado por las siguientes ecuaciones:

$$G_o = B * g_o \tag{1.11}$$

$$Q_o = B * q_o \tag{1.12}$$

Para obtener el gasto de sedimentos de la capa de fondo que pasa por la sección de un río algunos autores recomiendan utilizar como ancho efectivo, el 80% de la sección del cauce (Ecuaciones 1.13 y 1.14), es decir, la sección donde tiene lugar el transporte de fondo (Maza y García, 1996).

$$G_x = 0.8 * B * g_x \tag{1.13}$$

$$Q_x = 0.8 * B * q_x \tag{1.14}$$

Las formas de transporte de sedimentos se presentan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. Formas de transporte de sedimentos. Maza y García, (1996).

Mecanismo	Notación			
	kg/s/m	kg/s	m³/s/m	m³/s
Arrastre de la capa de fondo.	g_B	G_B	q_B	Q_B
Transporte de fondo en suspensión.	g_{BS}	G_{BS}	q_{BS}	Q_{BS}
Transporte de fondo.	g_{BT}	G_{BT}	q_B	Q_B
Transporte de lavado.	g_L	G_L	q_L	Q_L
Transporte en suspensión.	g_S	G_S	q_S	Q_S
Transporte total.	g_T	G_T	q_T	Q_T

Además, dichas formas de transporte se relacionan mediante las siguientes ecuaciones:

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \quad (1.15)$$

$$g_S = g_{BS} + g_L \quad (1.16)$$

$$g_T = g_L + g_{BT} \quad (1.17)$$

$$g_T = g_L + g_{BS} + g_B \quad (1.18)$$

$$g_T = g_L + g_{BS} \quad (1.19)$$

$$g_T = g_S + g_B \quad (1.20)$$

Se han desarrollado varios métodos para cuantificar el transporte de sedimentos a lo largo de un cauce. Dependiendo del problema que se desea estudiar existen recomendaciones del tipo de transportes a cuantificar (Tabla 1.2.).

Tabla 1.2. Parámetros de diseño de ingeniería de ríos. Maza y García, (1996).

Problema o estudio		Transporte por cuantificar
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora.		g_B
Tiempo de llenado de una presa derivadora.		g_B o g_{BT}
Tiempo de llenado de una gran presa.		g_T
Erosión aguas debajo de grandes presas.		g_{BT}
Estabilidad de cauces y rectificaciones.		g_B o g_{BT}
Derivaciones en ríos hacia canales de riego.		g_{BS}
Derivaciones de ríos hacia plantas de tratamiento.		g_{BS} y g_L
Obras de defensa contra inundaciones.	Bordos de protección.	g_{BT}
	Desvíos temporales.	g_{BS} y g_L
	Cauces de alivio.	g_{BS}
Bombeo directo de un río.		g_{BS} o C_{BS}
Tanques de sedimentación.		g_B o g_{BT}
Desvíos para acuicultura en lagunas costeras o estanques.		g_{BS} o g_L
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos.		g_{BT}
Diseño de canales sin arrastre.		$g_B=0$ (condición crítica de arrastre)
Estudios de erosión y sedimentación de tramos de ríos.		g_B o g_{BT}

El transporte de fondo (y más exactamente el transporte de material del cauce) está ligado a las características hidráulicas del cauce: anchura, pendiente, granulometría, caudal, etc. (Martín, 2003).

1.2.1. INICIO DE MOVIMIENTO

El escurrimiento del agua a lo largo de los ríos puede erosionar el lecho y las márgenes de éstos debido a que, conforme aumenta la velocidad de la corriente, los materiales que componen al río no son capaces de resistir las fuerzas de arrastre a las que son sometidas.

El inicio de movimiento o *movimiento incipiente* es aquella situación que se presenta de manera instantánea cuando se cumplen ciertas condiciones para que el agua ponga en movimiento a una o varias partículas que forman el lecho de un cauce. Por otro lado, en la situación de transporte incipiente, las partículas que alcanzan el inicio de movimiento continúan moviéndose de manera indefinida.

1.2.1.1. CONDICIÓN CRÍTICA DE ARRASTRE

Se han establecido distintos criterios para definir la condición crítica de arrastre para cierto tipo de materiales. En el caso de materiales no cohesivos, suele fijarse alguna de las condiciones siguientes (CONAGUA, 1996):

- a) Cuando una partícula se mueve dentro del campo de observación,
- b) Varias partículas están en movimiento pero puede contarse el número de ellas por unidad de área,
- c) Existe movimiento generalizado de partículas, pero el transporte de ellas es muy pequeño y el fondo se conserva plano,
- d) El cauce alcanza un cierto grado de acorazamiento y,
- e) El transporte tiende a cero.

Las condiciones críticas de arrastre se establecen tanto en términos de las condiciones del flujo como en términos de ciertas propiedades del material del lecho del río. Dichas condiciones críticas suelen relacionarse con el esfuerzo cortante medio que el flujo ejerce sobre el lecho del cauce, la velocidad media del flujo o bien, la velocidad del flujo sobre el lecho del cauce. Estos parámetros representan el valor máximo que es capaz de resistir el material del lecho antes ser arrastrado.

La determinación de la condición crítica de arrastre dentro de la ingeniería de ríos, permite inferir las condiciones que originan el acarreo o transporte de partículas del material del cauce, o bien las que favorecen su depósito, de ahí su importancia para el diseño (CONAGUA, 1996).

1.2.1.2. ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO PARA MATERIAL NO COHESIVO Y NO UNIFORME

Los criterios de Shields (1936) y de Yalin y Karahan (1979) entre otros, son útiles para determinar el esfuerzo cortante crítico de materiales no cohesivos y uniformes. Si se utilizan dichos criterios para la estimación del esfuerzo cortante crítico de un material no uniforme, se recurre al uso de parámetros estadísticos como el diámetro medio D_{50} , sin embargo, se necesita de experiencia con material no uniforme sobre todo cuando la dispersión de tamaños es notable (CONAGUA, 1996).

Por otro lado, es bien sabido que el material que compone el lecho de cauces naturales no es uniforme pues su composición es una mezcla de partículas de diferentes tamaños, debido a esto, la presencia de materiales de una fracción específica, afecta el comportamiento de las demás fracciones.

Los criterios para el cálculo del esfuerzo cortante crítico para materiales no cohesivos y no uniformes se basan en fórmulas empíricas con intervalos de aplicación particulares que dependen del diámetro medio de la muestra, coeficientes de uniformidad, desviaciones estándar, entre otros. Los criterios se muestran a continuación:

1.2.1.2.1. FÓRMULA DE AKI y SATO (CONAGUA, 1996).

La relación propuesta para calcular el esfuerzo cortante crítico es la siguiente:

$$\tau_c = 0.2649 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_{50} \quad (1.21)$$

donde:

τ_c es el esfuerzo cortante crítico [N/m²].

1.2.1.2.2. FÓRMULA DE MEYER-PETER Y MÜLLER

Para la elaboración de la ecuación 1.22, se trabajó con materiales con densidades relativas entre el rango de 1.25 a 4.2 para granulometrías uniformes y no uniformes con tamaños de partículas que variaron de 5.05 mm a 28.6 mm.

$$\tau_c = 0.000047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \quad (1.22)$$

1.2.1.2.3. DIAGRAMA DE LANE

Dado que las fórmulas empíricas presentadas anteriormente sólo cubren un cierto rango de aplicación Lane (1955) desarrolló un diagrama que permite abarcar un intervalo más amplio de tamaños de partículas (Figura 1.9.). Para Lane, cuando el material del cauce es no cohesivo y fino, el diámetro característico del material es el D_{50} . Ahora bien si el $D_{50} < 5$ mm, el esfuerzo cortante permisible puede asumir tres valores muy diferentes, dependiendo de cuál será la concentración de sedimentos en la corriente del agua. Por otro lado, cuando el material del cauce es bien graduado y grueso, el diámetro característico de dicho material es el D_{75} , ya que las partículas más finas son arrastradas por el flujo y las de mayor tamaño son las que permanecen protegiendo al material fino de la capa subsuperficial. En casos en los que no pueda identificarse si el material es grueso o fino, Lane recomienda elegir el menor valor de τ_c para el diseño.

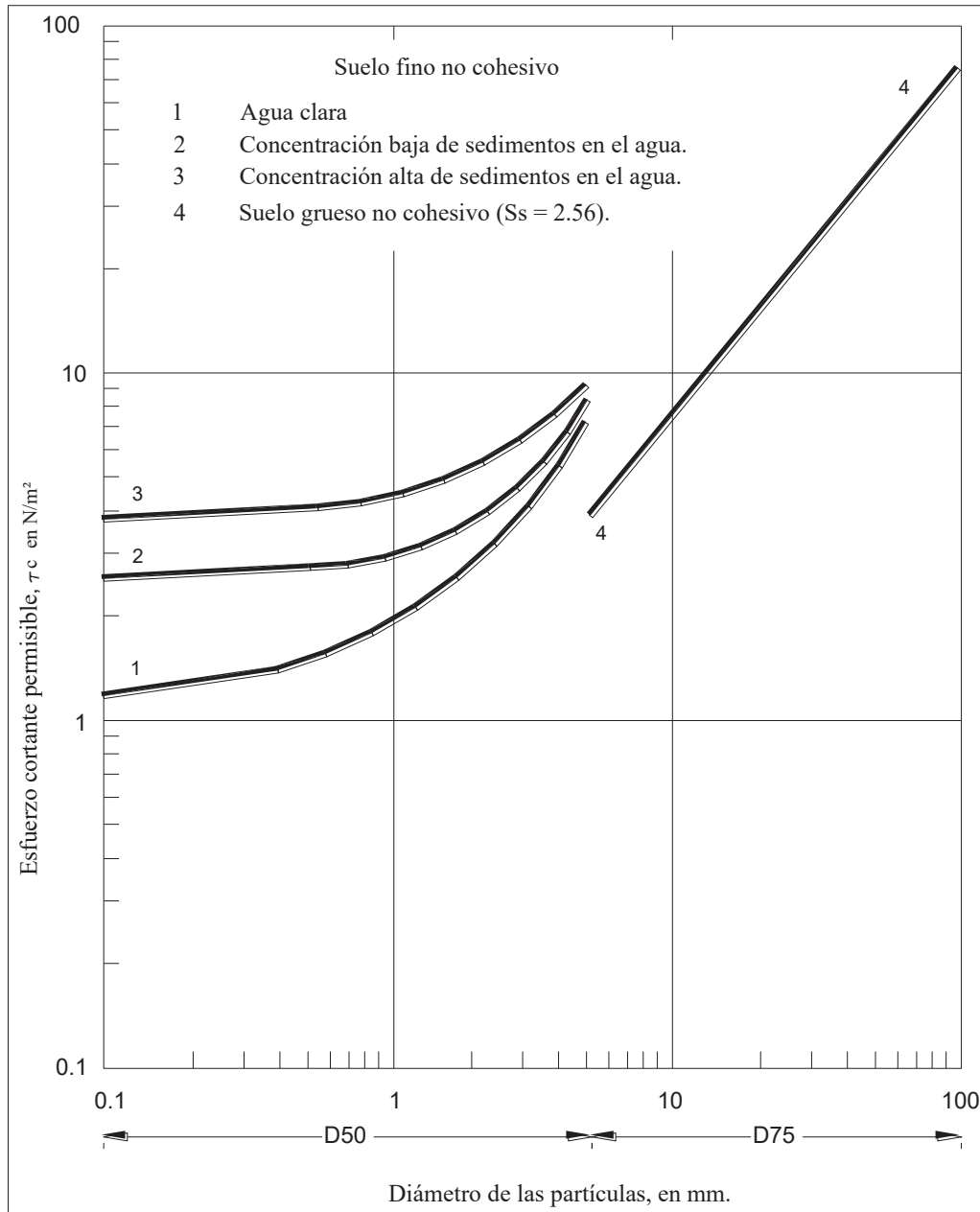


Figura 1.9. Diagrama de Lane.

Es importante mencionar que si el canal no es recto, los esfuerzos cortantes permisibles deben ser afectados con un factor de reducción que considere la sinuosidad de los canales, dado que dicha sinuosidad aumenta considerablemente la socavación con respecto a canales rectos. Para canales poco sinuosos que se desarrollan en topografías poco onduladas, Lane propone un factor de reducción del 10%; para canales moderadamente sinuosos en topografías moderadamente onduladas, se reduce 25%; mientras que para canales muy sinuosos, es decir, canales de topografía de montaña o al pie de laderas el factor de reducción es de un 40%.

1.2.1.2.4. ECUACIONES DE GARCÍA FLORES

La manera analítica de calcular el esfuerzo cortante permisible sin utilizar el diagrama de Lane se presenta a continuación:

- Cuando el material es fino y no cohesivo ($0.1 \text{ mm} < D_{50} < 5 \text{ mm}$) el esfuerzo cortante crítico se evalúa mediante el uso de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } C_v \leq 0.2\%, \text{ entonces } \tau_c = 1.1217 + 0.6520 D_{50} + 0.1100 D_{50}^2 \quad (1.23)$$

$$\text{Si } 0.2\% \leq C_v < 2\%, \text{ entonces } \tau_c = 2.5532 + 0.2411 D_{50} + 0.1827 D_{50}^2 \quad (1.24)$$

$$\text{Si } C_v \geq 2\% \text{ entonces } \tau_c = 3.7878 + 0.5776 D_{50} + 0.0999 D_{50}^2 \quad (1.25)$$

donde:

C_v es la concentración volumétrica [%].

- Cuando el material es grueso, no cohesivo y no uniforme ($D_{75} \geq 5 \text{ mm}$), es decir, suelos que pueden experimentar acorazamiento, entonces el esfuerzo cortante crítico se evalúa con la siguiente ecuación:

$$\tau_c = 0.75403 D_{75} \quad (1.26)$$

El esfuerzo cortante crítico y el permisible no son necesariamente iguales, el esfuerzo cortante permisible se basa en datos observados de velocidades medias que no causan erosión convertidas en esfuerzos cortantes, mientras que los esfuerzos cortantes críticos se determinan experimentalmente en laboratorio.

1.2.1.2.5. METODO DE CRUICKSHANK-GARCÍA PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO

Cruickshank y García (1976), analizaron dos distribuciones de tamaños teóricas, la log-normal y la logarítmica y basándose en la ecuación de Meyer-Peter y Müller, proponen la ecuación 1.27 para determinar el esfuerzo cortante crítico.

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_\Omega \quad (1.27)$$

donde:

D_Ω es el diámetro efectivo del material del cauce [m].

En porcentaje que pasa o valor Ω que define el diámetro efectivo se determina con la siguiente figura 1.10.

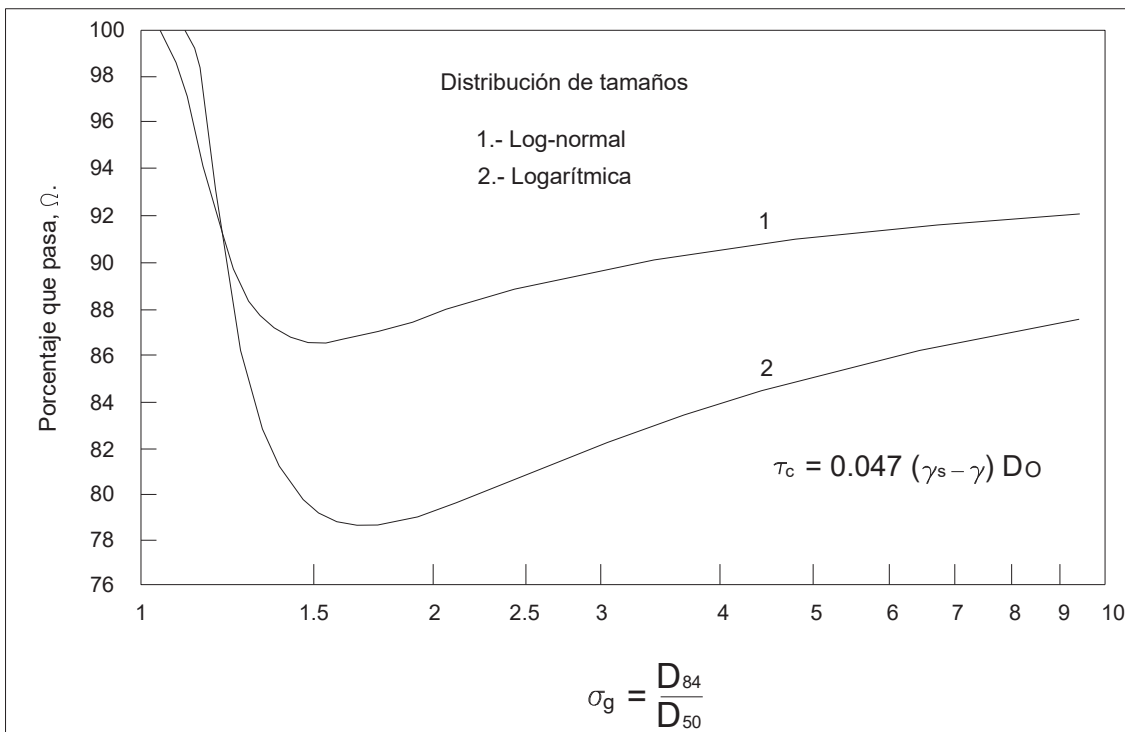


Figura 1.10. Relación entre el porcentaje que pasa y la desviación estándar para determinar el porcentaje que define el diámetro efectivo asociado al esfuerzo cortante crítico, según Cruickshank y García Flores (1976).

1.2.1.3. MOVILIDAD DEL MATERIAL QUE CONSTITUYE UN CAUCE

Para saber si un flujo es capaz de mover el material que se encuentra en el lecho de un cauce, es necesario hacer la comparación entre el esfuerzo cortante actuante con el resistente. El esfuerzo cortante actuante τ_0 es aquel producido por el flujo sobre el fondo del cauce, para un flujo uniforme, éste se define por medio de la siguiente ecuación:

$$\tau_0 = \gamma h S \quad (1.28)$$

donde:

τ_0 es el esfuerzo cortante producido en el fondo del canal [N/m^2].

El esfuerzo resistente τ_c , es el esfuerzo cortante crítico característico del material del cauce. En función a este, la movilidad del material del cauce se define por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } \tau_0 < \tau_c, \quad \text{entonces no hay arrastre de partículas.} \quad (1.29)$$

$$\text{Si } \tau_0 = \tau_c, \quad \text{entonces tenemos la condición crítica de arrastre.} \quad (1.30)$$

$$\text{Si } \tau_0 > \tau_c, \quad \text{entonces hay arrastre de partículas.} \quad (1.31)$$

1.2.2. ACORAZAMIENTO

Los lechos granulares están frecuentemente compuestos de una mezcla de tamaños, desde finos hasta gruesos. Si la desviación típica granulométrica es $\sigma_g > 3$ se dice que una granulometría es extendida o que el material está bien graduado. Si por el contrario, $\sigma_g < 3$ se dice que una granulometría es uniforme. La propiedad más destacada de los primeros es la posibilidad de que ocurra el fenómeno llamado acorazamiento (Martín, 2003).

Cuando el lecho de un río está formado de partículas de diferentes tamaños, cada tamaño tiene una condición de arrastre diferente, de tal manera que la corriente desplaza en su movimiento

las partículas finas con mayor facilidad que las partículas gruesas. Debido al desplazamiento selectivo de las partículas finas, con el tiempo, se presenta una mayor frecuencia de gruesos en la superficie (Figura 1.11.).

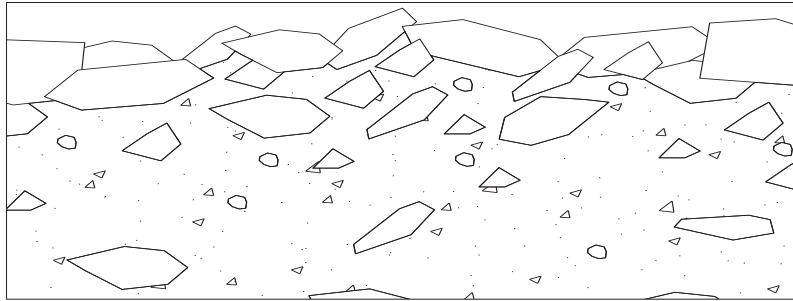


Figura 1.11. Permanencia de partículas gruesas en el lecho de un río.

De este modo, debido a dicha permanencia de partículas gruesas, se va formando una especie de coraza en la superficie del lecho, que protege de arrastre o acarreo del material fino subyacente (CONAGUA, 1996). Se puede decir que el acorazamiento es estático si la tensión de corte de la corriente selecciona los gruesos en la superficie porque no es capaz de moverlos, presentándose la llamada condición de transporte selectivo. Por otra parte, un acorazamiento dinámico en el lecho es aquella condición en la que se afecta a un cierto espesor con mayor intensidad en la superficie que en capas inferiores.

El acorazamiento de un cauce es fundamentalmente un problema de inicio de arrastre o transporte incipiente, y dicho problema debe tenerse en cuenta al tratar con sedimentos no cohesivos de granulometría no uniforme o extendida, ya que en este tipo de sedimentos no se tiene una condición única o situación promedio de transporte incipiente, como acontece con material uniforme, sino que pueden darse varias condiciones de transporte incipiente: si las partículas de diámetro mínimo están a punto de ser movidas por el flujo, se está en la condición llamada punto inferior de transporte incipiente; por el contrario, cuando el flujo está a punto de mover las partículas de diámetro máximo, se alcanza entonces el punto superior de transporte incipiente. Entre ambos puntos o situaciones extremas de transporte incipiente, dependiendo de las características del flujo y de las del material del cauce, también podrán suceder otras situaciones intermedias de transporte incipiente. (CONAGUA, 1996).

El acorazamiento de un lecho influye en la rugosidad del cauce pues la superficie de fondo presenta partículas de grano mayor que el valor medio (Figura 1.12.). También influye en el principio de movimiento del material subsuperficial ya que es preciso destruir primero la coraza para poder mover el material más fino que hay debajo.



Figura 1.12. Cauce acorazado.

En caudales relativamente pequeños en los cauces, el lecho está parcialmente acorazado y cuando el caudal comienza a incrementar el acorazamiento se rompe, debido a esto, la tasa de transporte de sedimentos se incrementa así como el diámetro medio de las partículas que componen el lecho.

En cauces de materiales no cohesivos y de granulometría extendida, conocer la condición crítica de arrastre no es tan sencillo como para cauces de materiales uniformes; en este caso se necesita estimar el esfuerzo cortante crítico que puede soportar el cauce en su conjunto.

El esfuerzo cortante máximo que puede resistir un material de granulometría no uniforme y extendida es aquel que corresponde a la condición de flujo que deja en la superficie del lecho o coraza una distribución granulométrica tal cuyo diámetro medio es el máximo (CONAGUA, 1996).

Es importante mencionar que un cauce acorazado y con transporte de sedimentos es estable, debido a que el acarreo de partículas no causa socavación significativa del lecho y por ende, no modifica la pendiente del cauce. Por otro lado, si se rebasa el esfuerzo cortante crítico que puede resistir el material, todas las partículas del lecho se pondrán en movimiento ocasionando que dicho cauce ya no sea estable.

1.2.3. MODELOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS PARA CAUCES DE ALTA PENDIENTE

Para la estimación de la carga de sedimentos dentro de un cauce natural, normalmente se hace uso de ecuaciones empíricas. Los modelos de transporte de sedimentos explican los procesos de movimiento en base a procesos hidrológicos y mecánica de transporte, a partir de leyes de conservación de masa y energía.

En las teorías de transporte de sedimentos están incluidas la capacidad de transporte del cauce y la disponibilidad del sedimento como variables controladoras del movimiento de las partículas.

Las ecuaciones de transporte de sedimentos tienen varios principios comunes:

1. El flujo de agua y sedimento se dan de manera continua y uniforme,
2. La capacidad de transporte de un cauce natural corresponde exactamente a la disponibilidad de sedimento para su movilización y,
3. La tasa de transporte de sedimentos y los parámetros hidráulicos tienen una relación única que explica el fenómeno.

Es importante comenzar a darle importancia a la influencia geomorfológica en los cauces que tienen las fuentes de sedimentos sobre los componentes hidráulicos del flujo y los fenómenos de transporte y sedimentación.

En el futuro, el problema para la identificación de ecuaciones apropiadas tendrá que incluir un mayor conocimiento de las relaciones entre las áreas productoras de sedimentos, con las áreas de sedimentación y los procesos in situ de los cauces naturales (Bravo et al, 2004).

1.2.3.1. TRANSPORTE DE MATERIAL DE FONDO

En los cauces de alta pendiente, el transporte de material de fondo constituye parte significativa de la cantidad total de sedimentos que se transportan hacia las partes bajas de sus

cuencas de aporte. Este tipo de transporte se da una vez que son superadas las condiciones críticas de inicio de movimiento del lecho del cauce debidas a incremento en el esfuerzo cortante, incremento de pendiente, incremento de caudal o de velocidad media del flujo. El transporte de fondo se estima tomando como parámetros de cálculo, las características hidráulicas de la corriente, la geometría del cauce y las propiedades del material del lecho.

Los modelos disponibles de transporte de fondo, han sido obtenidos bajo condiciones específicas en laboratorio así como sobre cauces naturales de características muy particulares, lo cual hace que la selección de un modelo adecuado para el caso de estudio sea una tarea difícil. Los modelos de transporte existentes son aplicables sólo bajo condiciones específicas y sus rangos de aplicación son muy variados por lo cual, la selección del modelo que mejor se ajusta al caso de estudio debe realizarse bajo la premisa de conocer todas y cada una de las limitaciones de los modelos existente.

Muchos de los modelos existentes, han sido desarrollados en base a un diámetro representativo de las partículas que forman el lecho del río; otros, son solo aplicables para materiales uniformes, pero la gran mayoría no toma en cuenta la influencia de materiales no uniformes sobre el lecho de los cauces, tampoco que solo una cierta cantidad de sedimentos, sobre los estratos del río están disponibles para el proceso de transporte.

En los sedimentos no uniformes o de granulometría extendida, las partículas gruesas se encuentran más expuestas a la acción de arrastre del flujo, mientras que las partículas finas se encuentran protegidas por las primeras. Otro de los efectos de la granulometría extendida sobre el lecho es que la presencia de partículas finas producirá una disminución del esfuerzo crítico de arrastre de las partículas gruesas, es decir, muestran un movimiento anticipado, mientras que por el contrario, la presencia de partículas gruesas en el lecho producirá un aumento del esfuerzo crítico de arrastre de las partículas finas mostrando un movimiento retrasado.

El uso de modelos de transporte de sedimentos con estimaciones aceptables de las tasas reales es preferible a las mediciones en el campo, teniendo en cuenta la incertidumbre de los datos

obtenidos junto con el gasto de tiempo y dinero de éstas últimas (Batalla y Sala, 1996). Además, obtener datos de campo para la calibración y desarrollo de nuevos modelos presenta varias dificultades técnicas limitando la obtención de dichos modelos de transporte de sedimentos.

El trabajo de la hidráulica fluvial para seleccionar una fórmula adecuada permite resolver el problema de la ausencia de datos sobre medidas de transporte de fondo en ríos con distintas condiciones hidráulicas y sedimentológicas.

Uno de los primeros pasos para la correcta selección del modelo de transporte de fondo necesario es la correcta identificación y clasificación de dichos modelos.

Una manera de clasificar los modelos de transporte de fondo es con respecto a los fundamentos teóricos para determinar las tasas de transporte. Existen modelos que se basan en la diferencia del esfuerzo cortante sobre el lecho del río con respecto a un valor umbral o crítico. Otros modelos se basan en la diferencia de caudales, también con respecto a cierto valor umbral. Hay modelos basados en consideraciones probabilísticas y también se cuenta con modelos basados en las características particulares de las partículas que componen el lecho del río, estas características se expresan en el número de Froude densimétrico de las partículas. Finalmente, existen modelos basados en el intercambio de energía, es decir, en base a la potencia del caudal y el trabajo realizado por ésta.

Se tienen antecedentes en 1879 con Duboys y en 1936 con Shields, cuyas formulas están basadas en los esfuerzos de corte tangenciales sobre el lecho, hasta la célebre relación de Meyer-Peter-Muller en 1948, en la cual se hace ya referencia a la diferencia de la resistencia al flujo debida a las distintas partículas que componen el lecho y propone una relación de carácter dinámico. Hans A. Einstein en 1942 plantea un modelo en base a la probabilidad de que las partículas que componen el lecho se pongan en movimiento y se desplacen. Ashida y Michiue (1970), establecieron una relación que calibraron para ríos en Japón y Estados Unidos y que se basa en el esfuerzos de corte y el diámetro medio, aunque puede utilizarse para mezclas de materiales. Por su parte Bathurst *et al.*, (1987) se basa en la relación previa de

Schoklitsch y considera el exceso de caudal sobre el caudal crítico requerido para iniciar el movimiento de las partículas, ofrece la facilidad de no incorporar la profundidad como parámetro constitutivo de la relación de transporte. Bagnold (1980) relaciona el gasto de energía, expresado por el concepto de potencia del caudal, con la tasa de trabajo, representada por la tasa de transporte de sedimentos (Bravo *et al.*, 2004). Yalin (1977) desarrolló una ecuación a partir del análisis dimensional, asumiendo que el incremento en la tasa de transporte es debido al movimiento promedio de partículas desplazándose en saltación. En 1982 la ecuación de Parker se desarrolló a partir de mediciones hechas en corrientes naturales con lecho de grava y permite la cuantificación del caudal sólido de cada clase granulométrica.

1.2.3.1.1. MODELO DE ACKERS Y WHITE

La relación de Ackers y White (1973), tiene como base la diferencia de esfuerzo cortante sobre el lecho del cauce y es utilizada para sedimentos gruesos con un diámetro adimensional $D^* > 60$; se expresa de la siguiente manera:

$$\Phi^* = \frac{0.025}{D_{50} (g\Delta D_{50})^{1/2}} q \frac{D_{35}}{h} \left(\frac{P^*}{0.17} - 1 \right)^{1.5} \quad (1.32)$$

donde:

D_{35} es el diámetro del 35% del material [m].

Δ es el peso específico relativo del sedimento.

Φ^* es el parámetro adimensional de transporte de Einstein.

El factor P^* definido como el número de movilidad del sedimento; cuando $\sigma_g > 3$, está dado por la siguiente ecuación:

$$P^* = \frac{1}{(gD_{35}\Delta)^{1/2}} \left[\frac{U}{32^{1/2} \log_{10} \frac{h}{D_{35}}} \right] \quad (1.33)$$

Por otro lado, si $\sigma g \leq 3$, se debe utilizar D_{50} en lugar de D_{35} en la relación anterior. La relación de Ackers y White fue calibrada para números de *Froude* menores que 0.8.

1.2.3.1.2. MODELO DE MORA, AGUIRRE Y FUENTES

Mora *et al.*, (1990) elaboraron la ecuación 1.34, que está en función del número de Froude densimétrico del sedimento. Esta relación permite cuantificar el transporte total de fondo en cauces con altas pendientes, es decir, cauces de montaña en los que el flujo es macrorugoso y se cumple la condición de $h/D_{50} \leq 10$ (Maza y García, 1996).

$$\Phi^* = \frac{q_s}{D_{50}^{3/2} (g\Delta)^{1/2}} = 0.0072 C^* S (F^{*2} - F_c^{*2})^{3/2} \quad (1.34)$$

donde:

C^* es el Coeficiente adimensional de Chezy.

F^* es el número de Froude densimétrico de la partícula, el cual está dado por la siguiente relación.

$$F^* = \frac{U}{(g\Delta D_{50} \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta))^{1/2}} \quad (1.35)$$

F_c^* valor crítico del número de Froude densimétrico de la partícula, el cual está dado por la siguiente relación.

$$F_c^* = 0.9 + 0.5 \ln \left(\frac{h}{D_{50}} \right) + 1.3 \frac{D_{50}}{h} \quad (1.36)$$

Estas ecuaciones no son de utilidad en cauces arenosos, su mayor aplicación es para ríos de montaña con material grueso de fondo y escurrimientos relativamente pequeños.

1.2.3.1.3. MODELO DE SCHOKLITSCH

Schoklitsch (1962) utilizó el caudal crítico para el inicio de movimiento en lugar de la tensión de arrastre para obtener una ecuación de transporte. Schoklitsch utiliza la ecuación 1.37 para cuantificar transporte de fondo en peso seco de Maza y García (1996).

$$g_B = 2500 S^{3/2}(q - q_c) \quad (1.37)$$

Su fórmula se basa en la ecuación de caudal crítico unitario para el inicio de movimiento:

$$q_c = 0.26 \left(\left(\frac{\rho_s}{\rho} \right) - 1 \right)^{5/3} D_{40}^{3/2} S^{-1.17} \quad (1.38)$$

donde:

g_B es el caudal sólido por unidad de ancho [kg/s*m].

q_c es el caudal crítico por unidad de ancho [m³/s*m].

D_{40} es el diámetro del 40% del material [m].

ρ_s es la densidad del sedimento [kg/m³].

ρ es la densidad del fluido [kg/m³].

Cuando el material del fondo no es uniforme, Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla a D_{40} . Sus experimentos se realizaron con arenas de 1 a 2 mm pero no se dan límites de aplicación para el uso de esta fórmula (Maza y García, 1996).

1.2.3.1.4. MODELO DE BAGNOLD

Bagnold (1980) relacionó la tasa de trabajo, representada por el transporte de sedimentos, con la tasa de gasto de energía en el cauce.

El total de energía disponible fue definido por la potencia del río (ω) por unidad de ancho.

$$\omega = \tau_b * U = \rho g R_h S U \quad (1.39)$$

donde:

ω la potencia del río por unidad de ancho [W/m²].

La fórmula de transporte de sedimento en peso seco se expresa con las ecuaciones 1.40 y 1.41.

$$g_B = g_B^* \left[\frac{\omega - \omega_0}{(\omega - \omega_0)_r} \right]^{3/2} \left(\frac{h}{h_r} \right)^{-2/3} \left(\frac{D_{50}}{D_r} \right)^{-1/2} \quad (1.40)$$

donde:

ω_0 es la potencia crítica del río [W/m²],

$$\omega_0 = 5.75 [2.65 * 0.04]^{3/2} \left(\frac{g}{\rho} \right)^{1/2} D_{50}^{3/2} \log \left(\frac{12h}{D_{50}} \right) \quad (1.41)$$

Los valores de referencia arbitrarios son:

$$q_S^* = 0.1 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1} \quad (1.42)$$

$$(\omega - \omega_0)_r = 0.5 \text{ W m}^{-2} \quad (1.43)$$

$$h_r = 0.1 \text{ m} \quad (1.44)$$

$$D_r = 0.0011 \text{ m} \quad (1.45)$$

Cuando el material de fondo de una corriente natural es bimodal, las tasas de transporte calculadas se encuentran aparentemente dentro de los dos valores límites calculados con respecto a la partícula más grande y la más pequeña (Bagnold, 1980). Dado que el comportamiento de los dos grupos de materiales no son independientes, debemos tener un valor umbral de potencia representativo de dichos grupos de partículas. El umbral para

corrientes con distribución bimodal de partículas (dos tamaños de partículas con frecuencia máximas) se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\omega}_0 = \sqrt{\bar{\omega}_{01}\bar{\omega}_{02}} \quad (1.46)$$

donde:

$\bar{\omega}_{01}$ y $\bar{\omega}_{02}$ son la potencia unitaria del caudal para el tamaño de partículas D_1 y D_2 .

Es recomendable utilizar la fórmula de Bagnold si se quiere tener una idea de la magnitud del transporte de fondo y no se cuenta con datos hidráulicos detallados. La ecuación se puede utilizar para distribuciones de tamaños de partículas en las que existe una o dos clases con frecuencias máximas (Bravo *et al.*, 2004).

1.2.3.1.5. MODELO DE PARKER, KLINGEMAN Y McLEAN

Esta relación fue desarrollada por Parker *et al.*, (1982) a partir de mediciones en cauces naturales con lechos de gravas. Esta ecuación predice el transporte de fondo para tamaños medios de partículas, pendiente moderada y con grava sin acumulaciones importantes de arena en el fondo del cauce; supone el inicio de movimiento de las partículas de manera simultánea.

En esta relación se refleja el efecto del desarrollo de una coraza superficial en el transporte de fondo. La ecuación es la siguiente:

$$g_B = 1,400 \left(\frac{W^* g^{1/2} (h * S)^{3/2}}{\Delta} \right) \quad (1.47)$$

donde:

1,400 es una constante que considera el cambio de unidades [kg/m^3].

Además:

$$\text{Si } 0.95 < \phi_{50} < 1.65 \text{ entonces:} \quad (1.48)$$

$$W^* = 0.0025 e^{(14.2 (\phi_{50}-1) - 9.28 (\phi_{50}-1)^2)} \quad (1.49)$$

$$\text{Si } \phi_{50} > 1.65 \text{ entonces:} \quad (1.50)$$

$$W^* = 11.2 \left(1 - \frac{0.822}{\phi_{50}} \right)^{4.5} \quad (1.51)$$

$$\phi_{50} = \frac{\tau_{50}^*}{0.0876} \quad (1.52)$$

$$\tau_{50}^* = \frac{0.606 R_h S}{D_{50 \text{ sub}}} \quad (1.53)$$

Esta fórmula es aplicable para dos situaciones en las que influye la coraza en el fondo, utilizando D_{50} cuando la coraza está presente en el fondo del cauce y $D_{50\text{sub}}$ cuando se rompe dicha coraza y el material de la subsuperficie contribuye al transporte del fondo /García y Sala 1998).

La aplicación de esta fórmula tiene buenos resultados en ríos perennes de gravas, es decir, granulometría dispersa, anchos aproximados de 5.5 m, tirantes alrededor de 50 cm y caudales cercanos a 4.5 m³/s y pendiente media del cauce de 2%.

1.2.3.1.6. MODELO DE DADE Y FRIEND (1998)

Su fórmula reconsidera la hipótesis de que el transporte total de sedimentos es constante con respecto a la dirección del flujo en ríos con lecho bien graduado. Su ecuación se basa en los trabajos realizados por Bagnold (1966) y se desarrolló por medio de un balance de energía. Dade y Friend consideran que se presentan dos tipos de transporte, el transporte en suspensión y el transporte de fondo. Su expresión general es la siguiente:

$$q_T \equiv q_S + q_B \quad (1.54)$$

$$\underbrace{u(u_*^2 - u_{*cr}^2)}_I = \underbrace{\frac{\epsilon_s^{-1} g \Delta q_s w_s}{u}}_{II} + \underbrace{\epsilon_b^{-1} g R q_B}_{III} \quad (1.55)$$

donde:

I representa la tasa de energía cinética turbulenta, producto de la interacción de la velocidad media del flujo y el esfuerzo de corte en exceso que se requiere para movilizar el sedimento.

II representa la tasa a la que la energía es consumida para mantener el transporte en suspensión.

III representa la tasa a la que la energía es consumida para mantener el transporte de fondo.

ϵ_s es un parámetro adimensional de eficiencia que se puede determinar empíricamente y normalmente un valor dentro del rango de 10^{-2} y 10^{-1} (Bagnold, 1966)

ϵ_b es un término de fricción empírico que relaciona el peso de la carga de fondo con el esfuerzo cortante inducido por el flujo. Normalmente se estima cercano a la unidad.

u^* es la velocidad al cortante sobre el lecho del río [m/s].

u_{*cr}^* es la velocidad crítica del material del lecho [m/s].

q_s es la tasa de transporte suspendido.

w_s es la velocidad media de caída del material disponible para el transporte.

Además, el peso específico relativo del material se obtiene con la siguiente relación:

$$\Delta = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \quad (1.56)$$

Si expresamos la ecuación general en términos del parámetro adimensional de Shields

$\tau_* = U_*^2 / g \Delta D$ tenemos:

$$q_T = B_r q_s (\tau_* - \tau_{*cr}) / \Delta \theta \quad (1.57)$$

donde:

B_r es un coeficiente que toma en cuenta el parámetro de Rouse y la profundidad relativa.

Para estos autores, el transporte de fondo se presenta en condiciones en las que aproximadamente del 80 al 90% del transporte total se da sobre el lecho, esto es:

$$q_T \approx q_b \quad (1.58)$$

$$B \approx \epsilon_b \quad (1.59)$$

En términos de parámetro adimensional de transporte $\Phi^* = q_T / \left(\frac{g}{\Delta D^3} \right)^{1/2}$ tenemos:

$$\Phi^* = \left(\frac{\epsilon_b \Delta}{C_D^{1/2}} \right) \left(\tau^*{}^{3/2} - \tau^*{}_{cr} \tau^*{}^{1/2} \right) \quad (1.60)$$

Para transporte de fondo, normalmente los siguientes parámetros toman los valores: $C_D=0.005$, $\epsilon_b=1$ y $\epsilon_b=0.004$.

CAPÍTULO 2

EROSIÓN EN CUENCAS

La degradación del suelo en una cuenca es toda modificación que conduce a su deterioro (Figura 2.1.). Este proceso disminuye la capacidad actual y potencial para producir bienes y servicios, y es una consecuencia directa de la utilización del suelo por el hombre (FAO, 1988).



Figura 2.1 Erosión en la cuenca de San Pedro Huimilpan, Querétaro (Muñoz, 2006).

Dentro de los procesos de degradación del suelo, la erosión es el proceso que afecta al mayor número de hectáreas y la erosión hídrica es el fenómeno más significativo. Este fenómeno se considera uno de los problemas más serios que enfrenta y enfrentará en un futuro la humanidad, ya que se encuentra asociado con prácticas inapropiadas de agricultura, sobrepastoreo, aprovechamiento desordenado de los bosques, matorrales, pastizales y selvas, y

cambios de uso de suelos de terrenos forestales para uso agropecuario principalmente. En México ésta última es la principal causa de la degradación de los suelos.

La tarea de controlar o reducir los procesos erosivos del suelo con objeto de mantener su nivel de productividad, se basa en conocer el efecto de la precipitación pluvial sobre los diversos terrenos, determinar cuáles son los suelos más resistentes o susceptibles a la erosión, a fin de definir estrategias específicas para su control (Muñoz, 2006).

La erosión en cuencas es causada principalmente por las lluvias y escurrimientos. Dicha erosión reduce la productividad de las zonas de cultivo y produce pérdida de suelo, el cual es para fines prácticos un recurso no renovable. Por otro lado el sedimento producido reduce la calidad del agua y es un buen medio de transporte de contaminantes químicos. Esto sin olvidar que anualmente es necesario dedicar grandes recursos económicos al desazolve de canales, ríos, embalses, estuarios, puertos, etc. (Gracia, 2000).

Para estimar la degradación de los suelos, es necesario estimar las pérdidas de suelo de los terrenos de uso agropecuario y forestal. Las pérdidas de suelo (PS) se comparan con la tasa de formación del suelo (TFS): si $PS > TFS$ entonces existe Degradación; en caso de que $PS = TFS$ se tiene Equilibrio; finalmente si $PS < TFS$ se tendrá formación (TFS de 0.1 a 2 mm/año, o bien, 1 a 20 t/ha/año) (Martínez, 2010).

De igual forma, la erosión hídrica altera los cauces en los que fluyen los caudales de agua. La tasa de erosión en los cauces depende de las características hidráulicas del caudal del cauce y de los materiales que lo forman. La erosión en un cauce puede presentarse como consecuencia de los fenómenos de dinámica fluvial natural de los ríos o por la intervención del hombre.

2.1. ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELO REVISADA

La Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS) o USLE, por sus siglas en inglés, es un criterio empírico que por la generalidad de su concepción es uno de los mejores medios para cuantificar la pérdida de suelo en cuencas. Posteriormente, debido a diversas investigaciones y

desarrollo de la tecnología se plantea la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada (EUPSR) o *RUSLE* por sus siglas en inglés.

RUSLE contiene la estructura de su predecesor, la ecuación universal de pérdida de suelo USLE (Wischmeier y Smith, 1978). La ecuación se desarrolló como un método para predecir la pérdida promedio anual de suelo procedente de la erosión.

La pérdida de suelo estimado con la ecuación de *RUSLE*, es la cantidad de sedimento perdido por el perfil del suelo, no la cantidad de sedimento que sale de la cuenca. *RUSLE* es una ecuación que permite no sólo estimar el promedio de la pérdida de suelo anual para las condiciones existentes, si no también simular los cambios de uso de suelo, de clima y/o cambios en las prácticas de conservación/manejo para estimar como afectarán todos estos cambios la pérdida de suelo (Martínez, 2010).

RUSLE se representa mediante las siguientes variables:

$$ET = (R)(K)(LP)(FS)(CS)(PS) \quad (2.1)$$

En donde:

- ET Son las pérdidas de suelo por unidad de área [ton/(ha*año)].
- R Factor de erosividad por precipitación pluvial. [(MJ*mm) / (ha*hr)]*año.
- K Factor de erodabilidad del suelo [(Ton*hr) / (MJ*mm)].
- LP Factor de longitud de pendiente [adimensional].
- FS Factor de gradiente de pendiente [adimensional].
- CS Factor de coberturas de suelo y manejo de cultivos [adimensional].
- PS Factor del método de control de erosión [adimensional].

2.1.1. FACTORES DE *RUSLE*

Al analizar los factores anteriormente mencionados, podemos identificar ciertos factores que son modificables o manipulables por el hombre a fin de aminorar la pérdida de suelo (factor

CS y PS); y aquellos que no pueden ser manipulables y representan la erosión potencial (R, K, LP, FS).

2.1.1.1. FACTOR DE EROSIVIDAD POR PRECIPITACIÓN PLUVIAL (R).

El factor de erosividad por precipitación pluvial en RUSLE es el índice de erosión de la precipitación pluvial y representa el potencial erosivo de la lluvia.

El factor R es una definición de la erosividad como resultado de la precipitación pluvial, y se puede calcular como el producto de la energía cinética de la lluvia y su intensidad máxima durante 30 minutos.

El factor R mediante este método se obtiene de la siguiente manera: El promedio anual de erosividad se calcula como la suma de la erosividad (EI_{30}) que es el producto del total de la energía y la intensidad máxima en 30 minutos de las tormentas individuales. La energía de la tormenta total se relaciona estrechamente a la cantidad de lluvia, y la intensidad máxima de 30 minutos es una medida de intensidad de lluvia máxima. La energía total para una tormenta se calcula usando lo siguiente expresión (USDA, 2003):

$$e = 0.29(1 - 0.72 \exp^{-0.082i}) \quad (2.2)$$

donde:

e Unidad de energía [MJ / (ha*mm)].

i Intensidad de lluvia para una duración de treinta minutos con un periodo de retorno de dos años [mm/hr].

El índice EI_{30} (Energía en intervalos) se calcula de la siguiente manera:

$$(EI_{30})_j = (PI_{30})_j(e)_j \quad (2.3)$$

donde:

EI_{30} Erosividad de tormentas individuales [(MJ*mm)/ (ha*hr)].

PI₃₀ Precipitación máxima registrada en el año para una duración de treinta minutos con un periodo de retorno de dos años [mm].

j Estación en estudio.

La erosividad total se calcula de la siguiente manera:

$$R_j = \frac{\sum_{i=1}^J (EI_{30})_i}{J} \quad (2.4)$$

donde:

R_j Erosividad durante el año de la estación en estudio [(MJ*mm) / (ha*hr)]*año.

J Es el número de tormentas por el año.

2.1.1.2. FACTOR DE ERODABILIDAD DEL SUELO (K).

Para el factor de erosividad del suelo K representa la facilidad del suelo a erosionarse dependiendo de su estructura, permeabilidad, tamaño de las partículas, contenido de materia orgánica, contenido de arcilla, de limo y de arena.

Los suelos con alto contenido en arcilla tiene el valor de K bajo, porque son resistentes a la separación (material cohesivo). La áspera textura del suelo, como los suelos arenosos, tiene el valor de K bajo de igual manera, debido al bajo escurrimiento aunque estos suelos están fácilmente aislados. La mediana textura del suelo, tiene un valor de K moderado, porque ellos son ligeramente susceptibles a la separación y ellos producen el flujo moderado. Los suelos con alto contenido de sedimentos finos son en su mayoría erosionables. Ellos están fácilmente aislados; se localizan en la corteza y producen proporciones altas de flujo. Los valores de K para estos suelos tienden a ser mayores que 0.30.

Kirkby y Morgan (1984) recomiendan el uso de una tabla que especifica los valores del factor de erosividad K para un cierto contenido de materia orgánica y clase de textura del suelo.

2.1.1.3. FACTOR DE COBERTURA Y MANEJO DE CULTIVO (CS)

Los efectos de la erosión están fuertemente condicionados por la protección que la cobertura ofrece al suelo. Esta cobertura incluye a todo el material que está presente, incluso los fragmentos de piedra, vegetación viva y residuos de plantas, etc. El material de cobertura de la superficie del suelo intercepta las gotas de lluvia y retarda el escurrimiento superficial. La vegetación proporciona una protección al suelo, minimizando su pérdida bajo distintas situaciones, además, las áreas con vegetación, favorecen el depósito de sedimentos arrastrados por el agua, evitando su pérdida a través de la red de drenaje.

El factor CS representa la relación de la pérdida del suelo para el mismo suelo, pendiente y precipitación pluvial a partir de condiciones específicas de cobertura, estado de labranza o barbecho continuo. Este factor incluye los efectos de la cubierta, la secuencia de los cultivos, el nivel de productividad, duración de los periodos de crecimiento, prácticas de cultivo, manejo de residuos, y distribución de la precipitación. Los cultivos se pueden producir de manera continua año con año o rotarse con otros cultivos.

El valor del factor CS varía en función de la clase de cobertura del suelo, oscilando sus valores desde un mínimo de 0.001 para las cubiertas forestales más densas hasta un valor de 1 para el suelo desnudo. Wichmeir y Smith (1978) hacen referencia a una tabla en la que se especifica el valor del factor de manejo de cultivo CS para un cierto tipo de protección vegetal, porcentaje de cubierta del mismo y desarrollo de raíces de la vegetación. Del mismo modo, la USDA (2003), maneja una tabla en la que también se especifica el valor del factor de manejo de cultivo en función del tipo de cultivo que se realiza en la zona y el nivel de productividad del mismo.

2.1.1.4. FACTOR DEL MÉTODO DE CONTROL DE EROSIÓN (PS).

El factor del método de control de erosión representa las prácticas mecánicas de conservación del suelo. Algunos métodos de control de la erosión que se incluyen en este factor son la delineación de los contornos, el cultivo en franjas de contorno, el terraceo, zanjales de

infiltración, etc. Si un suelo está cultivado y expuesto a lluvias erosivas, esta erosión debe ser controlada con prácticas para reducir la escorrentía sobre el terreno.

El valor de P puede variar de 0 a 1, siendo los valores cercanos a 0 los que representan gran eficiencia en las prácticas seleccionadas de control de erosión; y los valores cercanos a 1 representan poca eficiencia en el control de la erosión. La USEPA (2005) recomienda el uso de una tabla en la que se especifica el valor del Factor del método de control de erosión en base al tipo de práctica de conservación de suelos, entre las cuales se encuentran, surcados al contorno, franjas, terrazas etc.

2.1.1.5. FACTOR DE LONGITUD DE PENDIENTE (LP) Y FACTOR DE GRADIENTE DE PENDIENTE (FS)

La longitud de la pendiente (LP) se define como la distancia horizontal desde el punto de origen del flujo sobre la superficie hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante para que ocurra la erosión o hasta el punto en que la escorrentía entra en un canal definido. El factor LP, refleja el efecto de la longitud de pendiente en la pérdida de suelo. El factor LP tiene un valor de 1 para una unidad de terreno de 22.128 m de longitud con una pendiente de 9 %. Sin embargo, LP es menor de 1 para longitudes de pendiente menores de 22.128 m y más grande que 1 para longitudes más grandes de 22.128 m (Renard *et al.*, 1997).

El factor de la longitud de pendiente se define de la siguiente manera (Kirkby y Morgan 1984):

$$LP = \left(\frac{xp}{22.13} \right)^m \quad (2.5)$$

donde:

xp Longitud de pendiente, [m].

m Un exponente. Las recomendaciones actuales (Wischmeier y Smith, 1978) para el exponente m son:

$$m = 0.5 \text{ si } S \geq 5\% \quad (2.6)$$

$$m = 0.4 \text{ si } 3\% < S < 5\% \quad (2.7)$$

$$m = 0.3 \text{ si } 1\% \leq S \leq 3\% \quad (2.8)$$

$$m = 0.2 \text{ si } S < 1\% \quad (2.9)$$

El factor de declive de pendiente S (ángulo de pendiente), refleja el efecto del perfil de inclinación de pendiente en la pérdida de suelo. Para una unidad de terreno, con 9 % de pendiente como ya se ha mencionado anteriormente, el valor de S es igual a 1. Los valores de S varían hacia arriba o hacia abajo de 1, dependiendo si la pendiente es más grande o más pequeña que la unidad del terreno (Toy y Foster, 1998). Wischmeier y Smith también determinaron que la pérdida del suelo estaba correlacionada con una descripción parabólica del efecto de la inclinación de la pendiente o gradiente. Normalizando esta ecuación con una pendiente de parcela estándar de 9 % dio por resultado una descripción del factor de gradiente de pendiente:

$$FS = \frac{0.43 + 0.30 \text{ grs} + 0.043S^2}{6.613} \quad (2.10)$$

donde:

grs Gradiente en porcentaje.

Los efectos de la longitud (PL) y del gradiente de la pendiente (FS) en $RUSLE$ a menudo se evalúan como un factor único, el factor topográfico LS . Los valores LS pueden calcularse a partir de:

$$LS = \left(\frac{xp}{22.13} \right)^m (0.065 + 0.045 S + 0.0065 S^2) \quad (2.11)$$

2.2. COEFICIENTE DE ENTREGA DE SEDIMENTOS

La producción anual de sedimento es un dato necesario para la solución de problemas relacionados con el transporte de sedimentos. Muchos factores afectan temporal y espacialmente la deposición de sedimentos producidos por una cuenca. El coeficiente de entrega de sedimentos (C.E.S.) o *Sediment Delivery Ratio (SDR)* se utiliza para ajustar la erosión total estimada y compensarla por la deposición de sedimentos durante el transporte y estimar el aporte de sedimentos en un punto específico de la cuenca. Esto indica que no todo el sedimento producido por la erosión superficial ingresa a la red hidrográfica y es transportado por los cursos de agua (Martínez, 2010). Este concepto se puede relacionar de la siguiente manera:

$$AS = ET * CES \quad (2.12)$$

donde:

AS es el aporte de sedimentos de una cuenca en cierto periodo [ton/ha/periodo].

ET es la erosión total de la cuenca en un periodo igual al de AS, obtenida por medio de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelos Revisada [ton/ha/periodo].

C.E.S. es el coeficiente de entrega de sedimento [%].

El valor del C.E.S. depende de la distancia del área de análisis al cuerpo principal de agua. El C.E.S. será menor si las zonas de producción de sedimentos se encuentren más alejadas de los cursos de agua, además su valor puede ser disminuido por grandes áreas de drenaje, suelos de textura gruesa, topografía suave y la presencia de erosión laminar y de canalillos sobre la erosión en cárcavas (Hairston, 2001). La predicción del C.E.S. se ha realizado mediante ecuaciones desarrolladas para relacionan las características de una cuenca con la estimación de la erosión total.

2.2.1. CRITERIOS PARA EVALUAR EL C.E.S.

a) La *ASCE* propone el uso de la figura 2.2. para obtener el valor del C. E. S.:

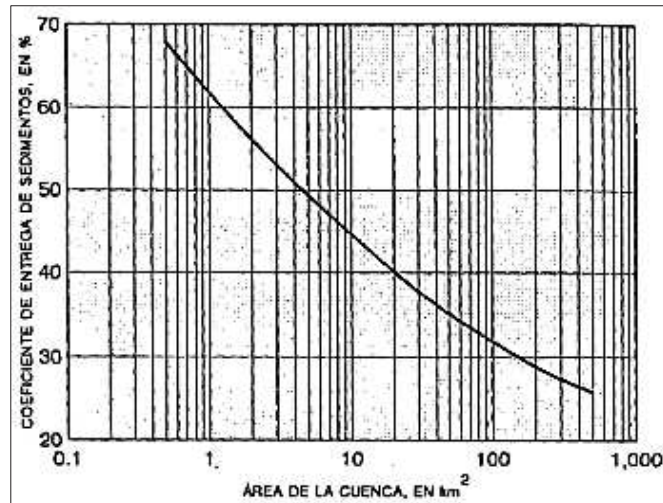


Figura 2.2. Variación del coeficiente de entrega de sedimentos respecto al tamaño de la cuenca Gracia (2000).

b) *Steward et al (1975)*. proponen utilizar la tabla 2.2.:

Tabla 2.1. Variación del CES conforme el área de drenaje de una cuenca.

Área de drenaje (km ²)	CES
1.29	0.33
2.59	0.30
12.95	0.22
25.90	0.18
129.50	0.12
259.00	0.10
518.00	0.08

c) *Vanoni (1975)* propone la siguiente relación:

$$CES = 0.47 * A^{-0.125} \quad (2.13)$$

donde:

A es el área de la cuenca en estudio en km².

d) El criterio que propone la *USDA SCS (1979)*, es el siguiente:

$$CES = 0.566 * A^{-0.11} \quad (2.14)$$

e) *Williams y Berndt (1972)* proponen:

$$CES = 0.627 * S^{0.403} \quad (2.15)$$

2.3.3. USO Y APLICACIÓN DE SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG), EL SOFTWARE IDRISI

Un sistema de información geográfica (SIG), es un sistema asistido por computadora para la adquisición, análisis, transformación y modelado de información geográfica. Los SIG's han surgido debido a los adelantos tecnológicos en el manejo de información geográfica que buscaban obtener información específica de manera confiable y que permitiera entender los fenómenos físicos de la naturaleza así como dar solución a los problemas ambientales ocasionados por la intervención del hombre.

La modelación de fenómenos y procesos que puede realizarse con la utilización de un SIG, permite crear escenarios considerando condiciones geográficas específicas que no siempre se encuentran en la realidad para poder predecir el efecto de una o varias intervenciones del hombre en el medio ambiente y poder conocer sus posibles efectos antes de efectuar dichas intervenciones identificando sectores vulnerables. El conocimiento de los posibles efectos de dichas intervenciones permite llevar a cabo una gestión integrada de cuencas así como la utilización racional de los recursos naturales.

El software IDRISI es un sistema de análisis de imágenes utilizado entre muchas otras aplicaciones para la clasificación y la modelación temporal-espacial de fenómenos sobre bases de datos. El objetivo de los recursos que componen a IDRISI es principalmente el monitoreo ambiental y la gestión de los recursos naturales.

La operación del software IDRISI requiere de información geográfica capturada de manera digital, ya sea de manera cartográfica o bien como base de datos (Figuras 2.3. y 2.4.). Dicha

información es analizada y depurada para poder presentar los resultados deseados por el usuario, logrando generar información con un sinfín de utilidades.

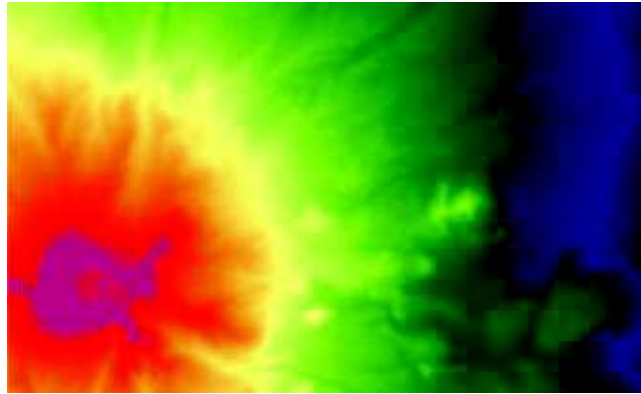


Figura 2.3. Imagen de modelo digital de elevaciones.

Código	Dist	NOMBRE	Precipitación Acumulada	Precipitación Máxima Diaria
1	15253	SAN JUAN LAS MUERTAS	746.76	37.94
2	15266	COGAGEM METEPEC	809.43	41.37
3	15276	SAN JOSE DEL COINTADERO	737.17	28.45
4	15229	LOMA ALTA ZINACANTEPEC	1019.25	34.9
5	15267	LA COMUNIDAD, C. H.	1223.21	43
6	15105	SAN PEDRO TECHICHULCO	801.56	41.22
7	15079	FUENTE ANDARO	812.86	41.48
8	15062	NEVADO DE TOLUCA	1181.7	44.66
9	15122	TEHANGO DEL VALLE	783.34	39.05
10	15259	AGUA BENDITA, C. H.	1280.22	44.23
11	15161	SULTEPEC (CFE)	914.05	50.8
12	15259	SANTA MARIA, V. G.	1220.28	52.4
13	15016	COATEPEC HARRIAS	1112.78	50.71

Figura 2.4. Interfaz de base de datos del software IDRISI.

Toda la generación de nueva información que puede proveer un SIG depende significativamente de la información que posee la base de datos disponible. La calidad de esta base de datos y sus contenidos determinan la cantidad y calidad de los resultados obtenidos del SIG (CREAN, 2004).

Una de las múltiples herramientas con las que cuenta el software IDRISI es el módulo RUSLE el cual es capaz de hacer el cálculo de erosión mediante la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada (EUPSR o RUSLE con sus siglas en inglés). Dicho modulo genera una imagen espacial con valores erosión en una zona específica a partir de datos digitalizados de manera gráfica (imágenes) así como de manera numérica (valores escalares).

CAPÍTULO 3

REOLOGÍA Y MECÁNICA DE FENÓMENOS TORRENCIALES

En situaciones normales de flujos cargados de sedimentos, estos son transportados por el flujo, teniendo poca influencia en el comportamiento del mismo; el flujo se comporta esencialmente como un fluido newtoniano. La presencia de grandes cantidades de sedimentos es de tal magnitud que influye notablemente en la mezcla, cambiando las propiedades del fluido y el comportamiento del flujo. A flujos de estas características se les denomina flujos hiperconcentrados (Wan y Wang, 1994).

El movimiento de las partículas en fluidos con alta concentración de sedimentos sigue comportamientos diferentes al de fluidos de agua clara. En términos generales, el movimiento de las partículas se puede clasificar dentro de tres grupos (Julien y Lan, 1978):

- Carga de contacto: se define como el transporte del material del lecho que está en contacto con la superficie del fondo ya sea, rodando, arrastrando o saltando.
- Carga en suspensión: son partículas que se mantienen en suspensión por la interacción de las partículas con los vórtices de un flujo turbulento.
- Carga flotante neutra: se da en flujos no-newtonianos debido a esfuerzo de cedencia. La velocidad de caída de los granos es cero y no ocurrirá movimiento relativo a menos que el esfuerzo de corte sea mayor que el esfuerzo de cedencia. En

consecuencia, las partículas con un cierto peso sumergido pueden mantenerse inmóviles sin segregarse en el agua debido a la existencia de dicho esfuerzo.

Los patrones de movimiento de los flujos con grandes concentraciones de sedimentos se explican por tres factores (Julien y Lan, 1978):

- Composición granular y concentración.
- Densidad del flujo.
- Intensidad del Flujo (velocidad del flujo).

Los flujos torrenciales son marcadamente dinámicos con respecto a sus mecanismos detonantes y generalmente caracterizados por un rápido movimiento y erosión con grandes proporciones de agua y aire que actúan como lubricante para la parte sólida que generalmente comprende la mayor parte de su masa (Scottish Executive, 2005).

Meunier (1991) realiza una clasificación para flujos con alta concentración y grandes pendientes marcando el inicio de la formación de lavas torrenciales, dicha clasificación se muestra en la figura 3.1.

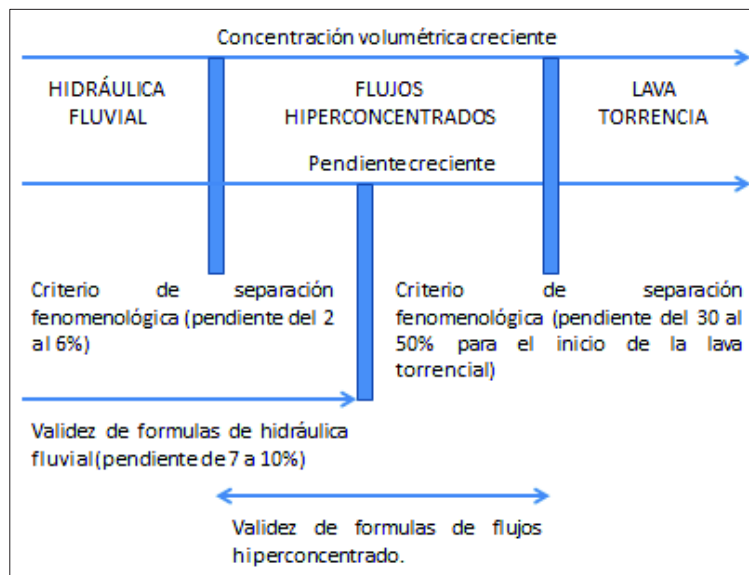


Figura 3.1. Clasificación para flujos de alta concentración, Meunier (1991).

Coussot y Meunier (1996) analizaron el movimiento de la una mezcla agua-sedimento y lo clasificaron por su concentración de material. De acuerdo con esto, una simple clasificación conceptual muy sencilla queda determinada por sólo dos parámetros: la concentración total de sólidos en el flujo y la proporción de finos (limos y arcillas) en la muestra sólida. Dicha relación se puede observar en la figura 3.2.

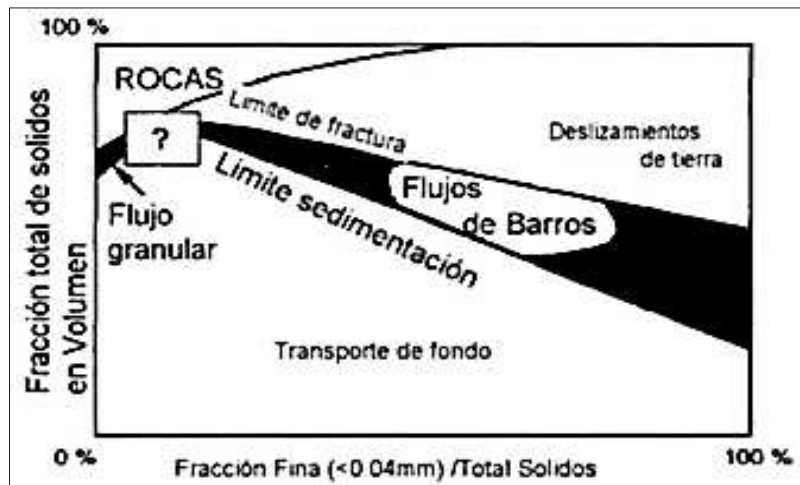


Figura 3.2. Clasificación de mezclas según Coussot y Meunier (1996).

Costa (1988) diferencia tres tipos de flujo: avenidas de agua, flujos hiperconcentrados y flujos detríticos (Tablas 3.1. y 3.2.). Su clasificación es sumamente práctica para identificar estos tipos de flujos en base a su concentración, comportamiento reológico, fuerzas internas, granulometría y comportamiento laminar o turbulento.

Tabla 3.1. Clasificación de flujos en cauces de alta pendiente según Costa (1988).

Flujo	Concentración volumétrica de sedimentos	Densidad del Sólido (kg/m ³)	τ_y (N/m ²)	Tipo de fluido
Avenida de Agua	0.4% al 20%	1,010 a 1,330	0 a 10.01	Newtoniano
Flujo hiperconcentrado	20% al 47%	1,330 a 1,800	10.01 a 39.92	No Newtoniano
Flujo de Escombros	47% al 77%	1,800 a 2,300	> 39.92	No Newtoniano

Tabla 3.1. Continuación.

Flujo	Mayor mecanismo de soporte de sedimentos	Viscosidad (poises)	Perfil de concentraciones	Tipo de Flujo predominante
Avenida de Agua	Turbulencia	0.01 a 20	No uniforme	Turbulento
Flujo hiperconcentrado	Esfuerzo dispersivo, Turbulencia, Empuje.	20 a 200	No uniforme	Turbulento a Laminar
Flujo de Escombros	Cohesión, Empuje, Esfuerzo dispersivo, Soporte estructural.	>>200	Uniforme	Laminar

3.1. FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

Este tipo de flujos han sido estudiados por distintos autores; Bagnold (1954), Takahashi (1991), Iverson (1997), Rickenmann y Koch (1997), entre otros.

Son flujos de agua con gran transporte de sedimentos en los que el tirante puede ser mucho mayor que en un flujo de agua clara del mismo caudal. Requieren de una gran pendiente, un lecho del cauce de material menos grueso y grandes caudales para que se pueda presentar este tipo de flujos.

Los flujos hiperconcentrados pueden clasificarse en tres formas: inundaciones o crecidas de barro (mud floods) designadas en este trabajo como flujos hiperconcentrados turbulentos; los flujos de barro (mud flow) y flujos detríticos (debris flows) (Julien y Leon, 2000). Cada uno de ellos presenta procesos físicos particulares que dependen de la mezcla de agua y sedimento y que los diferencian entre sí.

En este tipo de fluidos existen cuatro parámetros principales que sirven de medio para el intercambio de energía del flujo: la viscosidad de la masa, la turbulencia, la fricción entre partículas y la colisión entre las mismas. Del mismo modo otro elemento importante es la cohesión entre las partículas finas de sedimento controlando el comportamiento no-

newtoniano y la cual contribuye al esfuerzo de cedencia necesario para la iniciación del movimiento.

Para grandes tasa de corte (du/dh , velocidad de deformación), pueden generarse tensiones turbulentas. La tensión dispersiva, aparece en flujos turbulentos por la colisión de las partículas de sedimento bajo grades tasas de deformación. Las tensiones dispersivas altas ocurren cuando las partículas más grandes de sedimento dominan el flujo y el porcentaje de partículas cohesivas es pequeño. A muy altas concentraciones de sedimentos finos, el impacto turbulento y dispersivo entre partículas es suprimido, y el flujo se aproxima a uno laminar (Brea *et al.*, 2005).

La tensión de corte total en flujos hiperconcentrados se representa mediante la ecuación:

$$\tau_b = \tau_{cc} + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (3.1)$$

donde:

τ_b es el esfuerzo de corte producido en el fondo [N/m^2].

τ_{cc} esfuerzo de cedencia cohesivo [N/m^2].

τ_{mc} esfuerzo de cedencia de Mohr-Coulomb [N/m^2].

τ_v tensión de corte viscosa [N/m^2].

τ_t tensión de corte turbulenta [N/m^2].

τ_d tensión de corte dispersiva [N/m^2].

El término más complejo de evaluar es el esfuerzo cortante de fondo (tensión de fondo), para ello, en hidráulica fluvial se utiliza la siguiente expresión:

$$\tau_0 = \rho * g * h * \cos \theta * S \quad (3.2)$$

donde:

θ es el ángulo que forma el perfil de fondo con la horizontal [$^\circ$].

Normalmente suele expresarse de la siguiente manera:

$$\tau_0 = \gamma * Rh * S \quad (3.3)$$

donde:

R_h es el radio hidráulico de la sección [m].

Por otro lado, también se puede evaluar el llamado, “Parámetro adimensional de Shields” de la siguiente forma:

$$\tau^* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) * g * D_{50}} \quad (3.4)$$

Es importante mencionar que para Takahashi *et al.*, (1992) el esfuerzo sobre el lecho que produce un fluido intersticial sobre la capa superior del fondo del canal se puede estimar como la diferencia entre el esfuerzo aplicado y el esfuerzo resistente sobre el fondo:

$$\tau_{fT} = [((\rho_s - \rho) C_v + \rho) g * h * \sin \theta] - [(\rho_s - \rho) g * h * C_v * \cos \theta * \sin \phi] \quad (3.5)$$

donde:

τ_{fT} es el esfuerzo que produce un fluido intersticial sobre el lecho de un río [N/m²].

ϕ es el ángulo de fricción interna del material del lecho [grados].

Además, se puede obtener un parámetro adimensional equivalente al de Shields para este fluido intersticial:

$$\tau_{*f} = \frac{\tau_f}{(\rho_s - \rho) * g * D_{50}} \quad (3.6)$$

El esfuerzo de cadencia se puede aproximar con la teoría de Coulomb de mecánica de suelos de la siguiente manera:

$$\tau_{mc} = \tau_c + \tau_{mc} \quad (3.7)$$

$$\tau_{mc} = c + (\sigma_n - p_s) * \tan \phi \quad (3.8)$$

donde:

σ_n es la presión normal.

p_s es la presión intergranular.

Bagnold (1954) define la tensión dispersiva de la siguiente manera:

$$\tau_d = k_2 * \sin \phi * \rho_s * [\lambda]^2 * D_{50}^2 * \left(\frac{dv}{dz}\right)^2 \quad (3.9)$$

donde:

k_2 es una constante empírica (0.042).

λ es la concentración lineal.

du/dy es la tasa de corte o velocidad de deformación [1/s].

Además:

$$C_v = \frac{V_o}{V_o + V_l} \quad (3.10)$$

donde:

V_o es el volumen de sólidos [m³].

V_l es el volumen del líquido [m³].

El esfuerzo turbulento (tensión de corte turbulenta) se define de la siguiente manera:

$$\tau_t = \rho_m * l^2 * \left(\frac{du}{dy}\right)^2 \quad (3.11)$$

$$\rho_m = \rho(1 - C_v) + \rho_s C_v \quad (3.12)$$

donde:

ρ_m es la densidad de la mezcla [kg/m^3].

l es la longitud de Prandtl de la mezcla turbulenta de agua y sedimento.

$$l = k_1 * h \quad (3.13)$$

donde:

k_1 es la constante de Von Karman (0.41).

Del mismo modo, el esfuerzo viscoso (tensión de corte viscosa) se define de la siguiente manera:

$$\tau_v = CV_a * \mu * \left(\frac{du}{dy} \right) \quad (3.14)$$

donde:

μ es la viscosidad dinámica del agua [$\text{kg}/\text{m}^*\text{s}$].

CV_a es el coeficiente de viscosidad aparente.

Considerando la mezcla de agua intersticial y sólidos, la pendiente necesaria de un canal para mantener una concentración en equilibrio C_v está dada por (Takahashi, et al, 1992):

$$\tan \theta = \frac{C_v(\rho_s - \rho) \tan \phi}{C_v(\rho_s - \rho) + \rho} \quad (3.15)$$

De esta forma, se puede obtener la concentración de sólidos para un canal:

$$C_v = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (3.16)$$

El ángulo de estabilidad del material en el canal con pendiente θ se puede establecer mediante la siguiente relación:

$$\tan \theta_{cr} = \tan \phi * \frac{h_1 * (\rho_{sat} - \rho_f) + h_2 * \rho_s * (1 - nm)}{h_1 * \rho_{sat} + h_2 * \rho_s * (1 - nm)} \quad (3.17)$$

donde:

θ_{cr} es el ángulo crítico de deslizamiento [grados].

nm es la porosidad del material.

La concentración lineal λ es un concepto utilizado por Bagnold para diferenciar los flujos en el rango inercial. Es la relación del diámetro medio de las partículas sólidas y la distancia media que separa a dos partículas vecinas (Figura 3.4.). Cuando todo está en reposo y las partículas están juntas se obtiene la *Concentración Máxima* (C_m), es decir, la compacidad también definida como C_m^* .

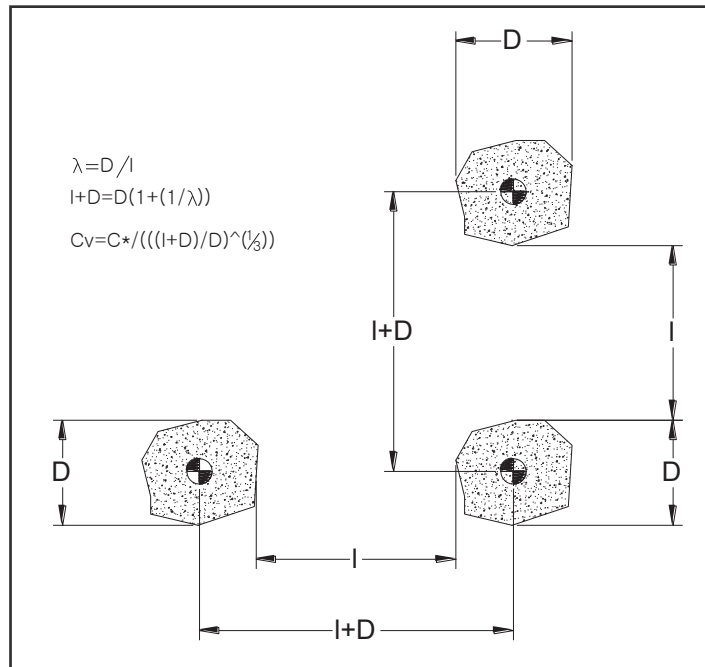


Figura 3.3. Concentración lineal de partículas.

$$\lambda = \frac{1}{\left(\frac{C_m}{C_v}\right)^{1/3} - 1} \quad (3.18)$$

donde:

C_m es la concentración máxima (0.615).

Existen varios parámetros que sirven de base para la identificación y clasificación del tipo de fenómenos torrenciales que se presentan de manera particular. Algunos de estos parámetros se presentan a continuación:

3.1.1. NÚMERO DE BAGNOLD (Ba)

Expresa la relación entre los esfuerzos de colisión de los granos y los esfuerzos viscosos en un fluido granular con una matriz intersticial newtoniana.

$$Ba = \frac{\rho * D_{50}^2 * \lambda^{1/2} * \left(\frac{du}{dy}\right)}{\mu} \quad (3.19)$$

Para el número de Bagnold, si la relación tiene un valor menor a 400 los esfuerzos viscosos dominan sobre los esfuerzos de colisión de los granos y se dice que el flujo presenta un régimen macro-viscoso. Por otro lado, si la relación es mayor a 450, los esfuerzos de colisión de los granos son dominantes y el flujo presenta un régimen de inercia granular. Finalmente, el régimen de transición entra en el rango intermedio.

3.1.2. RELACIÓN DISPERSIVA – VISCOSA (D_v^*)

Para valores de la relación Dispersiva-Viscosa mayores a 400 los flujos son dispersivos, y para valores menores a 30 el flujo es viscoso. La relación es la siguiente:

$$D_v^* = \frac{\rho_s * \lambda^2 * D_{50}^2}{\mu} * \left(\frac{du}{dy}\right) \quad (3.20)$$

3.1.3. RELACIÓN TURBULENTA – DISPERSIVA (T_D^*)

Para valores de la relación Turbulenta-Dispersiva mayores a 1, los flujos son turbulentos, y para valores menores a 1 el flujo es dispersivo. La relación es la siguiente:

$$T_D^* = \frac{\rho_m * l^2}{k_4 * \rho_s * \lambda^2 * D_{50}^2} \quad (3.21)$$

donde:

k_4 es una constante empírica (0.01).

Para valores en la relación Dispersiva-Viscosa mayores de 400 y relaciones Turbulentas-Dispersivas mayores a 1; las tensiones turbulentas son dominantes y ocurren flujos Hiperconcentrados turbulentos. Para valores en la relación Dispersiva Viscosa menores a 30; las tensiones viscosas y de cedencia dominan y ocurren Flujos de Barro. Para valores en la relación Dispersiva-viscosa mayores a 400 y relaciones turbulentas-Dispersivas menores a 1; las tensiones dispersivas dominan y ocurren flujos detríticos.

Kikkawa y Fukuoka (1969) se dieron cuenta de que la presencia de partículas finas ($D < 0.01$ mm) en una suspensión, no solo hace a los gradientes de velocidad y concentración crecer, sino que además incrementa la tasa de transporte de partículas gruesas.

La presencia de transporte de fondo incrementa la resistencia y la pérdida de energía del flujo. Al incrementar la concentración de partículas finas, la viscosidad de la mezcla se incrementa y la velocidad de caída de las partículas se reduce. Debido a esto, parte de la carga de fondo entra en suspensión lo que disminuye la resistencia al flujo. Cuando la velocidad es alta, casi todas las partículas entran en suspensión.

3.1.4. FLUJO HIPERCONCENTRADO TURBULENTO (*MUD FLOOD*)

Este tipo de flujos tienden a ser muy fluidos y presentan predominancia de sedimentos no-cohesivos (Figura 3.5.); suelen contener concentraciones de sedimentos (C_V) hasta del 40%.



Figura 3.4. Flujo hiperconcentrado turbulento.

Dominan esfuerzos turbulentos. La resistencia al flujo depende principalmente de la rugosidad del cauce en el cual se presente dicho fenómeno.

Para concentraciones crecientes de sedimentos las partículas serán cada vez más uniformes dentro del fluido disminuyendo la viscosidad de la mezcla y por ende, la velocidad de caída de las partículas no cohesivas.

3.1.5. LOS FLUJOS DE LODO (*MUD FLOW*)

Los flujos de lodo (mud flow) representan movimientos de masa de detritos que se originan en canales preexistentes cuando se produce aporte súbito de agua en una zona en la que hay materiales en exceso como para ser puestos en movimiento (Sharp, 1960).

En el comportamiento de este tipo de flujos dominan esfuerzos viscosos y de cedencia además presentan grandes concentraciones de limos y arcillas (Figura 3.6).



Figura 3.5. Flujos de lodo.

Se originan dentro de rangos de concentraciones de entre 45% y 55%. A medida que la concentración de finos aumenta, la estructura de los sedimentos se floclula formándose una especie de cohesión de mezcla suelo agua (Castillo, 2006).

3.1.6. FLUJO DETRÍTICO (DEBRIS FLOW)

Friedman y Sanders (1978) indican que un flujo detrítico es más una masa plástica que un fluido Newtoniano y que se produce cuando hay una cantidad de sedimentos suficiente como para que se incremente la viscosidad y densidad de la masa. Meddleton y Southard (1984) destacan que los flujos detríticos tienen propiedades que los aproximan a un plástico ideal (Bingham).

En este tipo de flujos el comportamiento está dominado por esfuerzos dispersivos producto de la colisión de rocas y materiales vegetales que disipan la energía. El conocimiento de este tipo de flujos se debe en gran medida a Takahashi (1978).

Para la ocurrencia de este tipo de flujos se deben existir ciertas condiciones como la producción de grandes bloques de roca, presencia de erosión en estratos rocosos, cauces de alta pendiente, poca penetración de la vegetación en el estrato, precipitaciones con alta intensidad o lluvias persistentes que generen caudal suficiente para propiciar el movimiento de sedimentos y de grandes rocas con alto poder destructivo posibilitando la erosión de sus cuencas, entre otros. Grandes cantidades de materiales pueden ser arrastrados por los cauces con tirantes de varios metros de altura y velocidades altas cuya cantidad de movimiento tiene gran fuerza destructiva. Los flujos detríticos presentan una concentración de energía enorme capaz de erosionar el lecho provocando la incorporación de más material al propio flujo, es decir, retroalimentándose y eso lo hace dinámicamente creciente. En este tipo de flujos los sedimentos controlan totalmente el comportamiento del fluido.



Figura 3.6. Flujos detríticos en Illgraben, Suiza, Junio del 2000. (http://www.wsl.ch/fe/gebirgshydrologie/massenbewegungen/projekte/KTI_Murgang/df_EN).

La mayoría de los flujos detríticos poseen una fase continua y una fase dispersa. La fase continua es normalmente agua más arcillas y posiblemente otros componentes sedimentarios que se comporta como un plástico de baja viscosidad antes que como un fluido como el agua. El rasgo más peculiar de estos flujos es la presencia de una matriz de grano fino que cumple dos funciones importantes (Brea *et al.*, 2005):

1. Imparte una alta viscosidad a la masa, la que mantiene el flujo en condiciones laminares.
2. La matriz tiene una elevada cohesión y suficiente resistencia para sostener a los clastos mayores en el flujo.

El tamaño máximo de partículas que pueden ser movidas por una matriz es generalmente decenas de veces mayor que aquellas para agua limpia, y entre mayor sea la viscosidad efectiva y menor la velocidad del flujo, es mayor esta relación (Castillo, 2006).



Figura 3.7. Depósitos de sedimentos transportados por un flujo detrítico en el Río White, Estados Unidos. Izquierda: antes del evento. Derecha: después del evento. (http://debrisflows.blogspot.mx/2009_06_01_archive.html).

3.1.7. VISCOSIDAD APARENTE DE UN FLUIDO

El volumen y las propiedades de la matriz del fluido (mezcla de agua y sedimento) gobiernan la hidráulica del flujo, su desplazamiento y la deposición de los sedimentos. Las propiedades dependen de la concentración de sedimentos, de la distribución granulométrica y del contenido de arcillas (Brea *et al.*, 2005).

La viscosidad cambia rápidamente mientras la concentración de sedimentos se eleva, especialmente en fluidos no-newtonianos cuando la concentración excede cierto valor. Debido a esto se ha relacionado la viscosidad con la concentración y composición del sedimento, pero la mayoría de los métodos dependen del modelo reológico elegido para describir las propiedades del flujo (Julien y Lan, 1987).

Einstein (1905) propone la siguiente relación:

$$\mu_a = \mu * (1 + 2.5 * C_v) \quad (3.22)$$

donde:

μ_a es la viscosidad dinámica aparente [kg/m*s].

Esta relación sólo es válida para rangos de concentraciones de entre 1% y 2%.

Frankel y Acrivos (1967) mencionan que la viscosidad depende de la relación entre máxima concentración posible C_m y la concentración volumétrica, más que solo de la concentración C_v :

$$\mu_a = 1.125 \mu * \left(\frac{\left(\frac{C_v}{C_m}\right)^{1/3}}{1 - \left(\frac{C_v}{C_m}\right)^{1/3}} \right) \quad (3.23)$$

Esta ecuación es útil para concentraciones que exceden del 80% del valor máximo posible C_m .

Fei (1983) considera que tanto las partículas como el agua que las rodea con un espesor ϵ_{ps} contribuyen a la viscosidad de la mezcla. Para mezclas con partículas finas, la relación para obtener la viscosidad aparente es la misma que proponen Lander *et al.*, (1963). Para mezclas en las que no haya partículas finas este autor plantea la siguiente ecuación:

$$\mu_a = \mu * \left(1 - \frac{C_v}{C_m}\right)^{-2} \quad (3.24)$$

Lun y Savage (1992) plantean la siguiente relación:

$$\mu_a = \mu * (1 - C_v - (0.333 C_v^2))^{-2.5} \quad (3.25)$$

Esta relación es útil en un rango de concentraciones C_v del 40% al 50%.

3.2. MODELACIÓN DE LA REOLOGÍA EN FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

Los materiales se distinguen por su relación esfuerzo deformación; los líquidos ofrecen poca o nula resistencia a esfuerzos de corte, y por ende se deforman continuamente.

Los fluidos que presentan poca o nula resistencia a ser deformados se les conoce como Fluidos Newtonianos, por ejemplo el agua limpia; por el contrario, los fluidos que presentan mayor resistencia a dicha deformación se le denomina Fluidos No-Newtonianos, dentro de estos están comprendidas los aceites lubricantes, mezclas complejas, entre otros (Figura 3.9.). Los flujos hiperconcentrados entran dentro de éste último grupo.

Los fluidos pseudoplásticos presentan una menor resistencia al flujo para esfuerzos mayores y en consecuencia escurren más fácilmente para dicho esfuerzo, por ejemplo el barro. Los fluidos dilatantes presentan una mayor resistencia al flujo para esfuerzos mayores, este tipo de flujos no son tan abundantes, como ejemplo está la arena movediza.

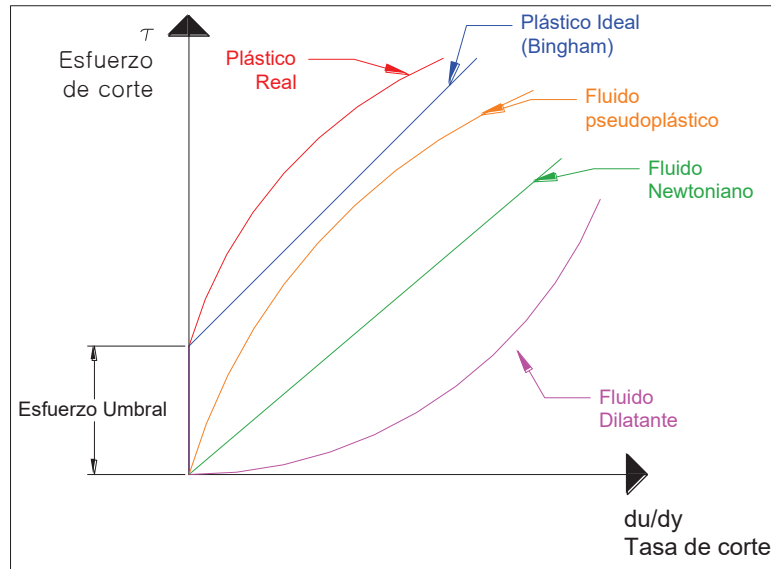


Figura 3.8. Relación entre la tasa de corte y la deformación de distintos tipos de fluidos. (Fuente: http://www.iq.usp.br/mralcant/About_Rheo.html).

El Plástico Ideal o de Bingham, es un fluido no-newtoniano viscoplástico. Este tipo de fluidos no fluye a menos que los esfuerzos de corte excedan un valor crítico conocido como esfuerzo umbral o esfuerzo de cedencia; si dicho esfuerzo no es superado estos fluidos se comportan como sólidos, una vez superado dicho valor, se comporta de manera similar a un fluido newtoniano. Ejemplo, la pasta dental.

Un plástico real no fluye hasta que se supera el esfuerzo umbral y luego presentan una zona de viscosidad variable que disminuye con el incremento de la velocidad de deformación, hasta alcanzar un valor asintótico constante.

Una de las relaciones empíricas usadas para describir los fluidos pseudoplásticos y dilatantes es la Ley de Potencia, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\tau_b = \mu * \left(\frac{du}{dy}\right)^r \quad (3.26)$$

Además:

$$\text{Si } r < 1 \text{ entonces se tiene un fluido pseudoplástico} \quad (3.27)$$

$$\text{Si } r > 1 \text{ entonces se tiene un fluido dilatante} \quad (3.28)$$

$$\text{Si } r = 1 \text{ entonces se tiene un fluido newtoniano.} \quad (3.29)$$

3.2.1. MODELO CUADRÁTICO

La ecuación propuesta por O'Brien and Julien (1985) para estimar el esfuerzo cortante producido por un fenómeno torrencial se presenta a continuación:

$$\tau_b = \tau_c + \mu \left(\frac{dv}{dh} \right) + \delta \left(\frac{dv}{dh} \right)^2 \quad (3.30)$$

donde:

δ representa el coeficiente de la tensión de corte inercial [kg/m].

$$\delta = (\rho_m * l^2) + (k_4 * \rho_s * \lambda^2 * D_{50}^2) \quad (3.31)$$

Los dos primeros términos de la ecuación corresponden a las tensiones de corte de Bingham y representan las tensiones de corte internas de un fluido de esas características. El esfuerzo de cedencia describe el esfuerzo debido a la cohesión entre las partículas finas de sedimento, es una propiedad del material y no depende de la tasa de deformación. El segundo término describe el esfuerzo viscoso del fluido interactuando con las partículas del sedimento. La suma de la tensión de cedencia y la viscosa define la tensión de corte de un fluido hiperconcentrado de sedimentos cohesivos en un régimen de flujo viscoso. El último término es la suma de las tensiones dispersiva y turbulenta, que es función del cuadrado del gradiente de velocidad.

La resolución de la ecuación presentada permite obtener resultados de interés para una aplicación ingenieril del problema en fenómenos torrenciales. La ausencia de datos básicos necesarios, más la dificultad de determinarlos o definirlos, complica el uso de esta herramienta en la mayoría de los casos, por lo que debe recurrirse al empirismo (Brea *et al.*, 2005).

3.2.2. MODELO NEWTONIANO TURBULENTO

Considera que el flujo que se presenta es turbulento y su comportamiento se puede expresar mediante la fórmula de Chezy:

$$U = C * \sqrt{h * \sin \theta} \quad (3.32)$$

donde:

C es el coeficiente de Chezy.

La tensión de fondo se puede evaluar como:

$$\tau_b = \gamma_m * \frac{1}{C^2} * U^2 \quad (3.33)$$

donde:

γ_m es el peso específico de la mezcla [N/m³].

3.2.3. MODELO DE BINGHAM

Es el modelo de un fluido de características aparentes de corte diluyente, es el modelo más simple para un fluido viscoplástico. Este modelo se hace visible para valores de $D_v^* < 30$.

$$\tau_b = \tau_c + (\mu_a * du/dy) \quad (3.34)$$

Además, existen dos ecuaciones empíricas para hacer el cálculo del esfuerzo de cedencia y la viscosidad:

$$\tau_c = k_5 * e^{k_6 * C_v} \quad (3.35)$$

$$\mu_a = k_7 * e^{k_8 * C_v} \quad (3.36)$$

donde:

k_5, k_6, k_7 y k_8 son coeficientes que dependen de las propiedades físicas de las partículas y la composición del sedimento.

Este modelo es aplicable para flujos que presentan rangos de tasa de corte menores de 20 s^{-1} . Por lo tanto, en canales abiertos el flujo se puede modelar razonablemente bien con este modelo.

La expresión para la velocidad media del flujo es:

$$U = \frac{\rho * g * h^2 * \cos \theta}{3 * \mu_a} * \left[1 - \left(\frac{3}{2} * \frac{\tau_c}{\tau_b} \right) + \left(\frac{1}{2} * \frac{\tau_c^3}{\tau_b^3} \right) \right] \quad (3.37)$$

3.2.4. MODELO DILATANTE

Utilizado principalmente por Takahashi (1981) se basa en las investigaciones de Bagnold en las que se menciona que el esfuerzo cortante es proporcional a la tasa de deformación al cuadrado.

$$\tau_b = k_2 * \sin \phi * \rho_s * [\lambda]^{-2} * D_{50}^2 * \left(\frac{dv}{dz} \right)^2 \quad (3.38)$$

Las partículas de sedimento pueden reducir la intensidad de la turbulencia en una suspensión. De acuerdo con Bagnold, cuando el flujo contiene grandes concentraciones de granos, los pequeños vórtices pueden ser suprimidos más fácilmente que los vórtices grandes. Mientras aumenta la concentración de sedimentos más y más vórtices pueden ser suprimidos y finalmente el esfuerzo adicional por la turbulencia residual es despreciable para grandes concentraciones de sedimentos (Bagnold, 1954).

3.2.5. MODELO DE HERSCHEL Y BUCKLEY (1926)

Planteado de manera más general que el modelo de Bingham en 1926. En este flujo aparecen dos capas bien diferenciadas: la capa que se forma en contacto con la superficie del terreno en

donde $\tau > \tau_y$ y una capa que se mueve en forma de sólido rígido en la parte superior donde $\tau < \tau_y$.

$$\tau_b = \tau_c + \mu \left(\frac{dv}{dy} \right)^{k_g} \quad (3.39)$$

donde:

k_g es un coeficiente de caracterización.

Este modelo puede cubrir un rango de fenómenos para fluidos newtonianos, de Bingham, pseudoplásticos y dilatantes. Es un modelo impráctico por las dificultades para predecir μ y k_g .

3.3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE FENÓMENOS TORRENCIALES

Bagnold (1980) relacionó la tasa de trabajo, representada por el transporte de sedimentos, con la tasa de gasto de energía en el cauce; menciona además que el volumen por unidad de ancho y tiempo de transporte de fondo tiene una masa sumergida y se expresa de la siguiente manera:

$$g'_B = m'_B g U_B \quad (3.40)$$

donde:

g'_B es el transporte de sedimentos en peso sumergido [kg/s*m].

U_B es la velocidad media a la que se mueven los sólidos [m/s].

m'_B es la masa sumergida del sedimento [kg].

Para tomar en cuenta que las partículas no tienen la misma dirección ni velocidad, Bagnold, introduce el coeficiente $\tan \alpha$, siendo α el ángulo promedio de choque de las partículas.

$$g'_B \tan \alpha = m'_B g U_B \tan \alpha \quad (3.41)$$

El total de energía disponible fue definido por la potencia del río (ω) por unidad de ancho.

$$\omega = \tau_b U = \rho g R_h S U \quad (3.42)$$

De esta manera el transporte de fondo es:

$$g'_B \tan \alpha = e_b \omega \quad (3.43)$$

Por tanto:

$$g'_B = \frac{e_b \omega}{\tan \alpha} = e_b \tau_b \frac{U}{\tan \alpha} \quad (3.44)$$

donde:

e_b es la eficiencia de transmitir dicha energía, es función de la velocidad media de la corriente y el diámetro medio de las partículas D_{50} .

$\tan \alpha$ es una función del parámetro de Shields y del diámetro medio de las partículas.

Si el tramo por estudiar tuviera una pendiente grande, su efecto modifica el transporte de sedimentos.

$$g'_B = \frac{e_b \omega}{\tan \alpha} = \frac{e_b}{(\tan \alpha - \tan \theta)} \tau_b U \quad (3.45)$$

Los parámetros e_b y $\tan \alpha$ se obtienen con las figuras 3.9 y 3.10 respectivamente.

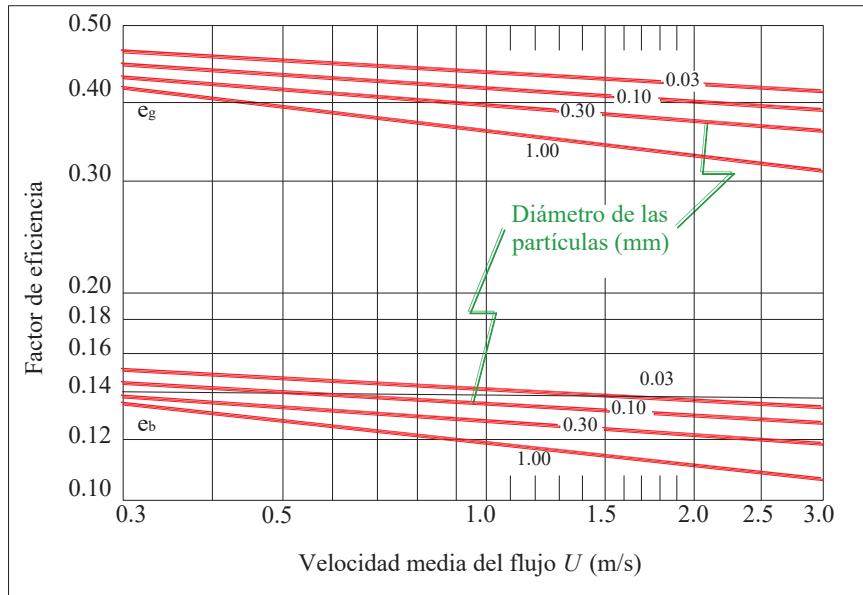


Figura 3.9. Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold (1966).

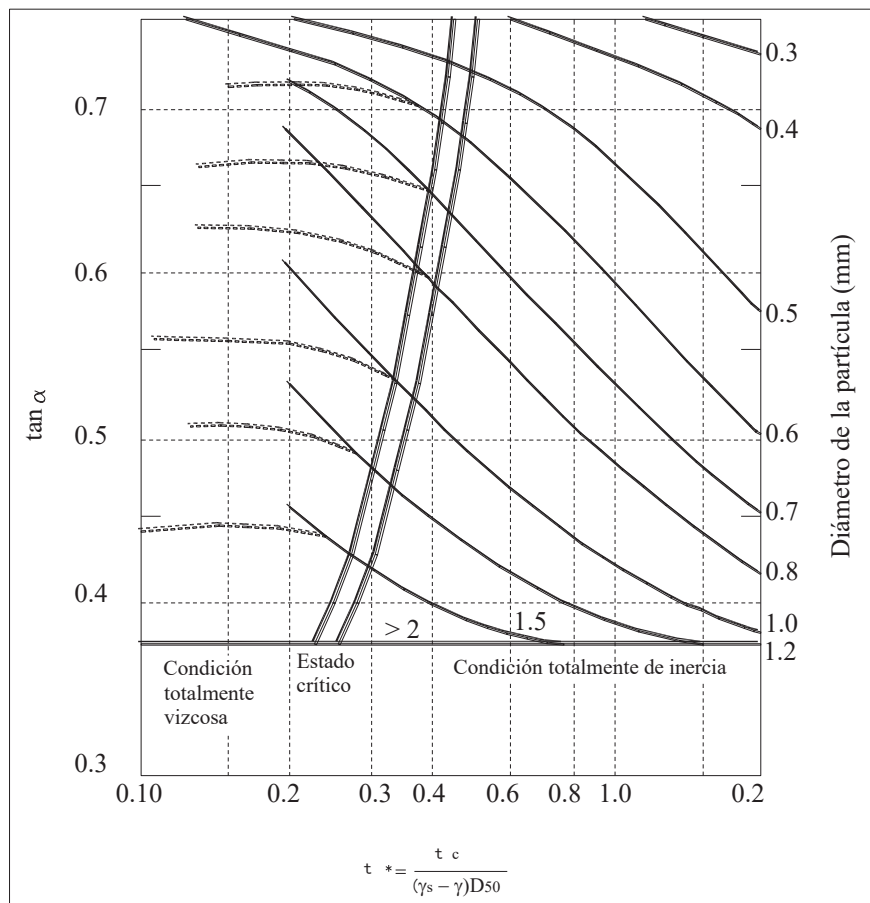


Figura 3.10. Valor de $\tan a$ en función de τ_* y D_{50} , según Bagnold (1966).

CAPÍTULO 4

PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES

4.1. PROCESAMIENTO ESTADISTICO DE LLUVIAS

El análisis y procesamiento estadístico de datos de precipitación es un procedimiento necesario para obtener datos útiles como alturas de precipitación, lluvias máximas, intensidades de precipitación y periodos de retorno entre otros, y poder aplicarlos para la planeación, diseño y revisión de sistemas de aprovechamiento de recursos hidráulicos.

Los registros de precipitación mensual y anual, así como los de lluvia máxima mensual y anual, se obtienen en las estaciones pluviométricas. Estos datos permiten aproximaciones a las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia que son básicas en la estimación de crecientes por métodos hidrológicos (Campos, 2011).

Los datos obtenidos de estaciones pluviométricas, se procesan de manera estadística y se presentan en una serie anual, definida como una secuencia conveniente de datos.

4.1.1. SERIE DE EXCEDENTES ANUALES

Está formada por datos cuya magnitud es mayor que un cierto valor base, el cual es determinado de manera que el número de eventos de la serie integrada sea igual al número de

años de registro, el cual es determinado de manera que el número de eventos de la serie integrada sea igual al número de años de registro (Campos, 1992).

Estas series de excedentes anuales, deben cumplir las condiciones de homogeneidad e interdependencia de los eventos seleccionados. Para evaluar los periodos de retorno se hace uso de la distribución de probabilidades de Gumbel tipo I.

4.1.2. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES GUMBEL TIPO I

Esta distribución es de tipo exponencial porque al crecer X converge a una función exponencial, también se conoce como distribución de valores extremos tipo I y se calcula de la siguiente manera (Campos, 1992):

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{tm} \quad (4.1)$$

donde:

\bar{x} es la media de los datos de precipitación.

tm es el tamaño de la muestra.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{tm - 1}} \quad (4.2)$$

donde:

σ es la desviación estándar de los datos.

$$X = \bar{x} + \left(\frac{Y - Y_n}{\sigma_n} \right) \sigma \quad (4.3)$$

donde:

X es el valor buscado de una determinada probabilidad o periodo de retorno.

$$Y = -\ln \left[-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right] \quad (4.4)$$

donde:

Y es una variable reducida, función de probabilidad.

T es el periodo de retorno [años].

Campos (1992) utiliza una tabla en la que las constantes Y_n y σ_n son constantes teóricas que están en función del tamaño de la muestra tm .

4.1.3. CORRECCIÓN A VALORES REPRESENTATIVOS

Los valores representativos de lluvia máxima diaria de determinados periodos de retorno, se deben corregir para adecuarlos lo más posible a los valores verdaderos. Existen dos tipos de corrección de valores representativos, la corrección por intervalo fijo de observación y la reducción por magnitud de cuenca.

El primer tipo de corrección de resultados en un análisis probabilístico de datos que han sido tomados en un único y fijo intervalo de observación de entre 1 y 24 hrs, se realiza incrementando dichos resultados en un 13% para obtener magnitudes mas aproximadas a resultados obtenidos mediante un análisis de lluvias verdadero. El segundo se utiliza cuando se pretende abarcar con valores puntuales de estaciones pluviométricas un área mayor de 25 km²; entonces deben ser reducidos pues se considera que estos valores son solo representativos para dicha área.

4.1.4. COCIENTE ENTRE LA LLUVIA EN UNA HORA Y EN 24 HORAS, AMBAS CON PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS

En general los registros de lluvia de cortas duraciones son bastante escasos en países en desarrollo y México no es la excepción. Sin embargo los registros de lluvias máximas diarias tienen gran densidad y longitudes de registro aceptables, por lo cual, la lluvia de duración una hora y periodo de retorno 2 años (o cualquiera) podrá ser evaluada con una relación o cociente a la de 24 horas con igual periodo de retorno (Campos, 1992).

Para Hershfield (1962), el coeficiente entre la lluvia de una hora y la de 24 horas, ambas para un periodo de retorno de 2 años, varia de 0.4 a 0.6. Además indica que se puede hacer uso de

valores altos de este coeficiente en lugares donde es muy probable que la lluvia máxima anual en 24 horas provenga de una tormenta convectiva de verano, de duración menor a 24 horas.

El criterio más completo para la determinación de la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, es el propuesto por el U. S. Weather Bureau y ampliado por B. M. Reich (1963). Esta metodología se explica mejor con la figura 4.1.

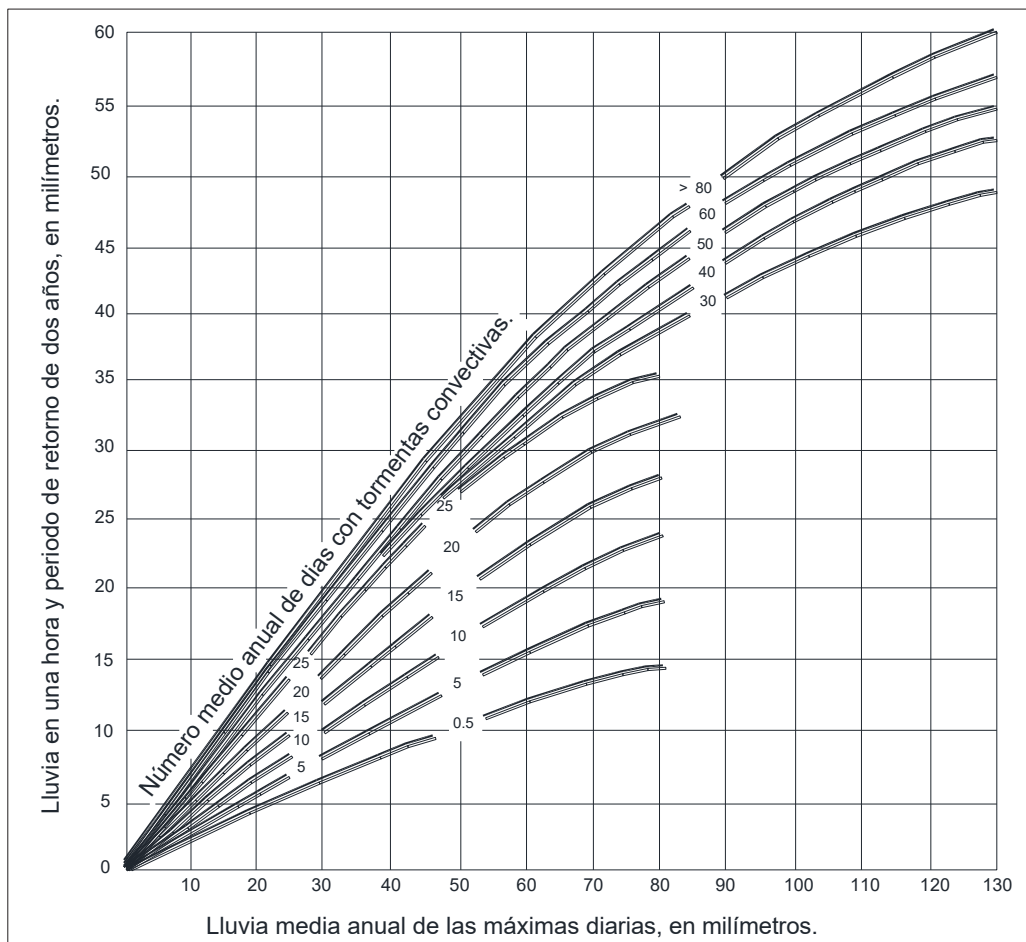


Figura 4.1. Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de dos años, en ausencia de registros pluviográficos. Fuente: Campos (1983).

4.2. CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO

Las curvas precipitación-duración-periodo de retorno son gráficas en las que se presentan los tres parámetros que definen a una tormenta en cierta zona: su magnitud, su duración y su

frecuencia. La magnitud es el total de lámina ocurrido en la duración de tormenta; la frecuencia es su intervalo de recurrencia o bien, el periodo de retorno en el cual el evento es igualado o superado.

Bell (1969) combinó las relaciones duración lluvia y los cocientes frecuencia-lluvia para obtener una relación general de precipitación-duración-periodo de retorno. Dicha relación está representada por la ecuación:

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.5)P_2^{60} \quad (4.5)$$

donde:

P_T^t Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno T en [mm].

P_2^{60} Precipitación de duración 60 minutos (una hora) y periodo de retorno de 2 años [mm].

4.3. DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES

El escurrimiento, es la descarga de agua que fluye a través de un cauce determinado; es la parte de la precipitación que fluye por la superficie del terreno o dentro del mismo. Este fenómeno es generado por una combinación del gasto base (descarga de agua subterránea), interflujo (flujo subterráneo rápido que fluye a través de conductos, macroporos y zonas de filtración de los suelos) y flujo sobre el terreno (procedente de superficies impermeables o parcialmente permeables pero saturadas temporal o permanentemente).

Es muy común que no se cuente con registros de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En general los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento (Aparicio, 2011).

La estimación del escurrimiento en cuencas sin aforos es en realidad un problema bastante frecuente ya que la red hidrométrica además de ser escasa no ha sido planteada para cubrir las

necesidades inmediatas y mucho menos las de largo plazo que plantea la estimación y aprovechamiento de los recursos hidráulicos (Campos, 2011).

Debido a estas causas es conveniente contar con metodologías que permitan estimar el escurrimiento en una cuenca haciendo uso de datos de precipitación y características de dicha cuenca.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son (Aparicio, 2011):

1. Área de la Cuenca.
2. Altura total de precipitación.
3. Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
4. Distribución de la lluvia en el tiempo.
5. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Hasta ahora existen numerosas metodologías que permiten realizar la estimación del escurrimiento a través de dichos parámetros. La complejidad y detallado de dichas metodologías es mayor mientras un número mayor de los parámetros anteriormente mencionados se tomen en cuenta. Del mismo modo, su precisión es mejor a medida que se hace uso de más datos y con mejor calidad.

4.3.1. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO. MÉTODO DE SNYDER.

Un hidrograma es la representación gráfica del gasto que pasa a través de una determinada sección transversal de un río durante cierto tiempo. Un hidrograma unitario, representa el escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso, de lámina unitaria, duración tr y repartida uniformemente en la cuenca.

El método del hidrograma unitario toma en cuenta que los hidrogramas varían de una cuenca a otra aún si el volumen escurrido es el mismo para dichas cuencas; además, considera la altura total de precipitaciones, el área de la cuenca, la forma, pendiente, vegetación, etc.

La forma del hidrograma, más concretamente su pico y duración, son controlados por un gran número de factores interrelacionados, algunos de ellos son de naturaleza temporal y otros son permanentes. Los primeros están asociados al clima y a los suelos de la cuenca, en cambio los segundos están definidos por las características de la cuenca (Campos, 2011).

Para usar el hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación. Sin embargo, la mayor parte de las cuencas en nuestro país, no cuentan con estaciones hidrométricas o bien, con los registros pluviográficos necesarios (Aparicio, 2011).

Los hidrogramas unitarios sintéticos son métodos que hacen uso solo de datos de las características generales de una cuenca para obtener dicho hidrograma unitario. El método sintético de Snyder (1938), es útil para la estimación de hidrogramas unitarios cuando no se cuenta con datos de caudal ni precipitación. La deducción de los parámetros para definir los hidrogramas se basan en las características geométricas y geomorfológicas de la cuenca hidrográfica. Snyder estableció que este método es útil para cuencas con un área de entre 16 km² y 16,000 km² (Monsalve, 1989). Para hacer uso de este método se toman en cuenta la figura 4.4., así como las siguientes relaciones:

$$t_p = k_3 * (L * L_c)^{0.3} \quad (4.6)$$

donde:

t_p es el tiempo de retardo de la cuenca [horas].

k_3 coeficiente adimensional que varía de 1.35 a 1.65, tomando los valores menores para cuencas de gran pendiente.

L es la longitud del río principal desde el parteaguas al punto de consideración [km].

L_c es la longitud desde el punto del río principal más próximo al centro geométrico de la cuenca hasta el punto en consideración [km].

$$t_r = t_p / 5.5 \quad (4.7)$$

donde:

t_r es la duración de la lluvia neta [horas].

$$q_p = \frac{0.275 * C_p * A}{t_p} \quad (4.8)$$

donde:

q_p es el caudal pico del hidrograma unitario por milímetro de lluvia neta [$m^3/(s*mm)$].

C_p es un coeficiente adimensional que varía de 0.56 a 0.69 tomando los valores más grandes para cuencas de gran pendiente.

$$TB = 3 + t_p / 8 \quad (4.9)$$

donde:

TB es el tiempo base de la escorrentía [minutos].

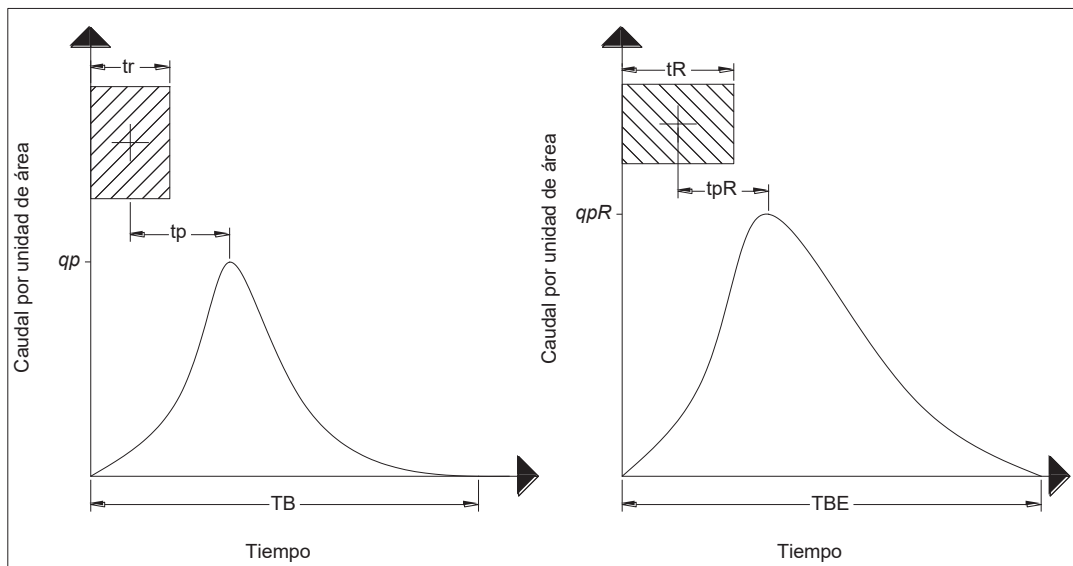


Figura 4.2. Representación gráfica del hidrograma unitario sintético de Snyder.

Para otras lluvias con duración t_R diferente a t_r , el tiempo de retardo correspondiente t_{pR} , el caudal pico q_{pR} y el tiempo base TBE son (Linsley, 1975):

$$t_{pR} = t_p + \frac{T_R - t_r}{4} \quad (4.10)$$

$$TBE = 3 + t_{pR}/8 \quad (4.11)$$

$$q_{pR} = \frac{0.275 * C_p * A}{t_{pR}} \quad (4.12)$$

Finalmente, el gasto para una precipitación efectiva P de duración t y periodo de retorno T será:

$$Q = q_{pR} * P e_T^t \quad (4.13)$$

donde:

q_{pR} es el caudal pico por milímetro de lluvia neta [$m^3/(s*mm)$].

$P e_T^t$ es la precipitación efectiva de duración t y un periodo de retorno T .

4.3.2. PRECIPITACIÓN EN EXCESO O PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Durante las tormentas que caen sobre una cuenca, no toda la lluvia se convierte en escurrimiento superficial que alimente los cauces y drene hacia la salida de dicha cuenca. Parte de estas precipitaciones constituyen pérdidas iniciales debido a la vegetación, almacenamiento y estancamiento, evaporación, transpiración vegetal e infiltración en el suelo.

La precipitación menos dichas pérdidas iniciales es denominada precipitación en exceso o efectiva y corresponde a lo que se conoce como escurrimiento directo.

Dado que la mayor parte de las cuencas en nuestro país no están aforadas, es necesario contar con métodos que permitan estimar la altura de lluvia efectiva a partir de la total y las características de la cuenca (Aparicio, 2011).

PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA, 1957) propuso un método llamado “Números de Esguerrimiento” para estimar la precipitación en exceso con la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (4.14)$$

donde:

P_e es la precipitación en exceso o efectiva [cm].

P es la altura de precipitación [cm].

N es el “Número de esguerrimiento”, cuyo valor depende del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores.

La USDA (1957) establece los valores de los números de esguerrimiento en función del tipo de suelo (definido por su textura), la cobertura del mismo, el tratamiento que se tenga para su protección y la pendiente de la superficie. El tipo de suelo se estima tomado como guía la tabla 4.1. y los números de esguerrimiento en la tabla 4.2.

Tabla 4.1. Tipos de terrenos para la estimación de los números de esguerrimiento (Campos, 2011).

Tipo de Suelo	Textura del Suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos Muy permeables. Altas velocidades de infiltración.
B	Arenas finas y limos. Moderadas velocidades de infiltración.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla. Bajas velocidades de infiltración.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana. Suelos muy impermeables. Alto potencial de esguerrimiento.

PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS
PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES

Tabla 4.2. Números de escurrimiento para distintas condiciones del terreno (Campos, 2011).

Uso de suelo y cobertura		Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
				A	B	C	D
Sin cultivo		-	-	77	86	91	94
Cultivos en surco		Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
		Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
		Contorneo	> 1	70	79	84	88
		Contorneo	< 1	65	75	82	86
		Terrazas	> 1	66	74	80	82
		Terrazas	< 1	62	71	78	81
Cereales		Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
		Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
		Contorneo	> 1	63	74	82	85
		Contorneo	< 1	61	73	81	84
		Terrazas	> 1	61	72	79	82
		Terrazas	< 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación		Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
		Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
		Contorneo	> 1	64	75	83	85
		Contorneo	< 1	55	69	78	83
		Terrazas	> 1	63	73	80	83
		Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales		-	> 1	68	79	86	89
		-	< 1	39	61	74	80
		Contorneo	> 1	47	67	81	88
		Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente		-	< 1	30	58	71	78
Busque natural	Muy ralo	-	-	56	75	86	91
	Ralo	-	-	46	68	78	84
	Normal	-	-	36	60	70	77
	Espeso	-	-	26	52	62	69
	Muy espeso	-	-	15	44	54	61
Caminos	Terracería	-	-	72	82	87	89
	Superficie dura	-	-	74	84	90	92
Superficie impermeable		-	-	100	100	100	100

PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS, DETERMINACIÓN DE GASTOS PLUVIALES Y CÁLCULO DE CAUDALES

Para tomar en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al número de escurrimiento según la altura de precipitación máxima cinco días antes de la fecha en cuestión (l_5), de la siguiente manera:

- a) Si $l_5 < 2.5$ cm, se debe hacer la corrección de tipo A.
- b) Si $2.5 < l_5 < 5$ cm, no se necesita hacer corrección.
- c) Si $l_5 > 5$ cm, se debe hacer la corrección tipo B.

La USDA (1957) establece los valores de corrección de los números N en la tabla 4.3.

Las correcciones tipo A y B se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.3. Tabla de correcciones por condiciones iniciales de humedad (Campos, 2011).

N	N con corrección tipo A	N con corrección tipo B
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85
80	63	91
90	78	96
100	100	100

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA

La modelación del transporte de sedimento para cauces de alta pendiente, generalmente se realiza aplicando relaciones empíricas obtenidas en pruebas de laboratorio y para condiciones particulares en las cuales son válidas.

Adicionalmente, la tarea de medición y monitoreo del transporte de sedimentos para cauces de montaña implica dificultades técnicas y económicas, dicha actividad actualmente no es factible para las instituciones encargadas del estudio y aprovechamiento de los recursos fluviales. Más aún, las dificultades para representar en su totalidad la variabilidad de los entornos que componen un sistema fluvial, así como el comportamiento no permanente de la hidráulica de ríos, hace que estos estudios requieran de un análisis de cada uno de sus elementos para entender el fenómeno en conjunto, lo que para un ingeniero de ríos, resulta en importantes inversiones de tiempo y recursos con los que no siempre se cuenta.

La modelación también se puede realizar con métodos que integran la información recopilada y analizada para un número definido de tramos del río, aunque los resultados obtenidos al implementar estos métodos son muy precisos, el inconveniente de utilizar este método es que la cantidad de información necesaria para que estos modelos funcionen es tan grande que la sola obtención de dicha información en campo complica la tarea de estimar el transporte de sedimentos a lo largo de cauces relativamente largos.

Finalmente, cabe mencionar que las técnicas empíricas mencionadas anteriormente, también implican la obtención en campo de la mayoría de las variables involucradas en la estimación del transporte de sedimentos, esto para adaptar dichos modelos de transporte al entorno fluvial particular que se desee analizar. Mientras mayor y mejor sea la información obtenida del medio que se desea analizar, los modelos de transporte de sedimentos serán cada vez más confiables y podrán ser utilizados posteriormente para plantear alternativas de manejo y control de recursos fluviales.

5.1. DIAGRAMA GENERAL DEL DESARROLLO DEL TRABAJO

El presente proyecto contempla la realización de distintos procesos para la estimación del transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente (Figura 5.1.), los cuales permiten estimar la capacidad de transporte de la cuenca del río Las Cruces, la cual será verificada con respecto a la disponibilidad de sedimentos en la cuenca.

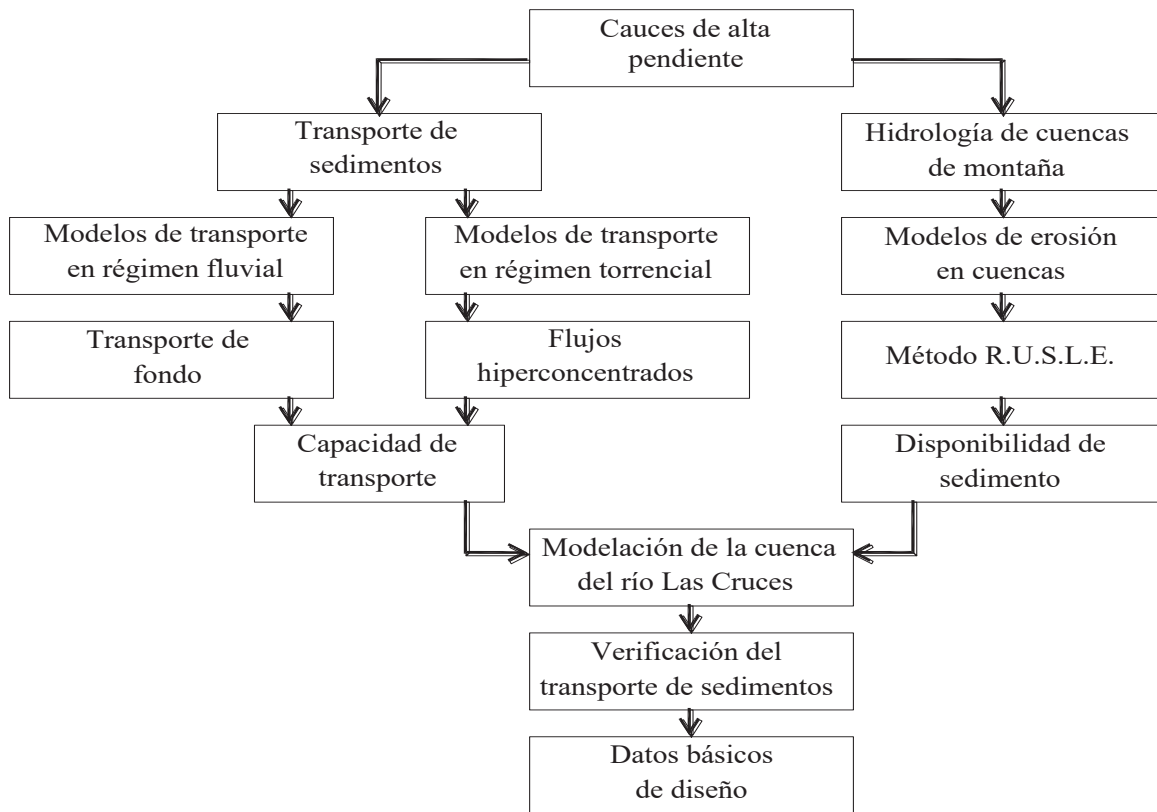


Figura 5.1. Procesos para el desarrollo del trabajo.

Adicionalmente a la modelación, se realizó una verificación en campo de las condiciones actuales del sitio de estudio, tanto de la cuenca como del cauce principal a fin de que los parámetros y variables obtenidos de manera cuantitativa en este trabajo sean supervisados de manera visual.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES

5.2.1. UBICACIÓN Y GENERALIDADES

El río Las Cruces se encuentra ubicado dentro del curso alto del río Lerma (C.A.R.L.) en las faldas del volcán Nevado de Toluca. Forma parte de la red de ríos y arroyos que drenan de la parte noreste del Nevado de Toluca hacia la laguna de Chignahuapan de donde nace el río Lerma (figura 5.2.).

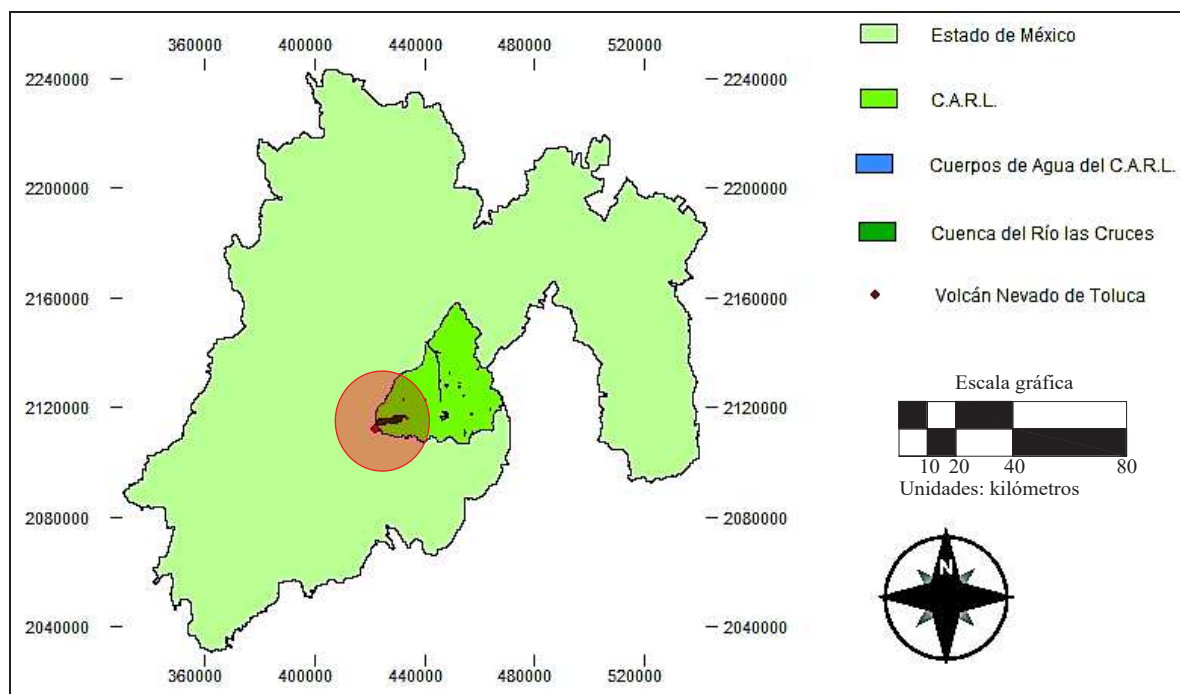


Figura 5.2. La cuenca del río las cruces en el C. A. R. L.

El área de drenaje de la cuenca del río Las Cruces se encuentra distribuida en los municipios de Calimaya, Toluca de Lerdo y Tenango del Valle. El río Las Cruces se desarrolla principalmente en el Municipio de Calimaya, cerca de la localidad de Zaragoza de Guadalupe (Figura 5.3.).



Figura 5.3. Simulación de flujos superficiales en la cuenca del río las cruces (SIATL, 2013).

El clima existente en la región de la cuenca del río Las Cruces según la clasificación climática de Köeppen modificado por Enriqueta García es C(E)(w2)(w), templado, semifrío subhúmedo, con lluvias en verano. La zona presenta una precipitación total anual superior a 800 mm, de los cuales aproximadamente 210 caen durante el mes más lluvioso que es Julio, mientras que en el mes de febrero, considerado el más seco, la precipitación es regularmente inferior a 10 mm. Con respecto a la temperatura media anual; ésta oscila entre los 4 y 12 °C (Comisión coordinadora para la recuperación ecológica de la cuenca del río Lerma, 1993).

La precipitación media anual de la zona es de aproximadamente 1,100 mm, según el Atlas Ecológico de la cuenca hidrográfica del río Lerma.

Los principales usos de suelo para la cuenca del río Las Cruces son: Bosque, Pastizales y Agrícola, principalmente el maíz y de forma muy localizada Avena y Haba (Figura 5.4.).

De manera similar, alrededor de la zona es común observar bancos para la extracción de materiales para la construcción principalmente arena, grava, bases granulares y materiales volcánicos como la pumita, comúnmente llamado “tepojal”; esta situación es de importancia para el cálculo de la erosión anual sobre la cuenca del río Las Cruces.

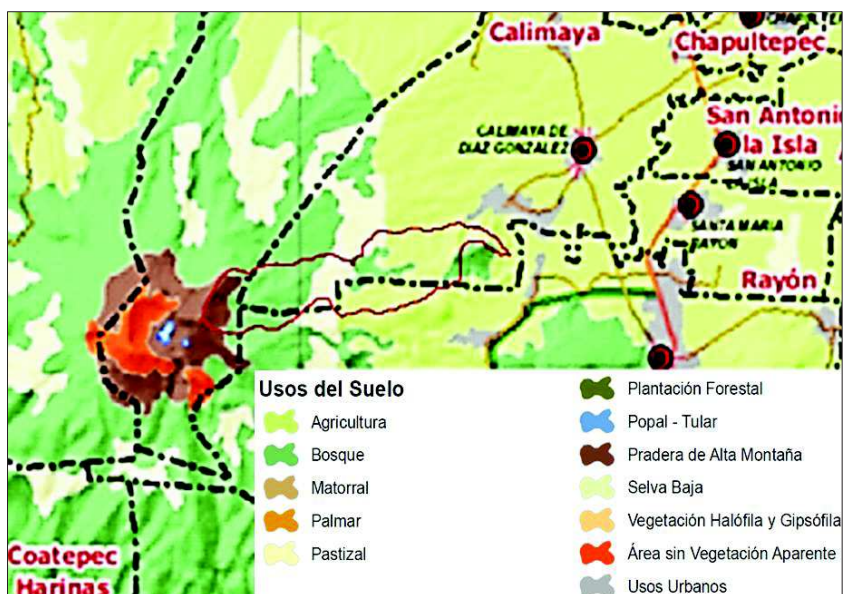


Figura 5.4. Principales usos de suelo en los alrededores de la cuenca del río las cruces. Secretaría de Desarrollo Urbano (2007).

Los principales tipos de suelo y sus características se mencionan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Características de los principales tipos de suelo de la zona.

Nombre del Suelo	Clave de Suelo	Tipo	Descripción	Textura
Feozem	Hh	Hh+Be+Re/1	Migajón, materia orgánica y arena.	Media
Andosol	Th	Th+To+I/2	Migajón, materia orgánica y lecho rocoso.	Media
Regosol	Re	Re+I/1/L	Arena y lecho rocoso	Gruesa
Litosol	I	I+Hh/2	Arena y materia orgánica.	Media

Fuente: INEGI, 2004

5.2.2. DELIMITACIÓN Y MODELACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES

Para la delimitación y cálculo de parámetros de la cuenca, se utiliza la herramienta Ciclo del Agua (*Water Cycle*) del Módulo de Gestión Integrada del Agua (Franco, 2008) *Integrated Water management* por sus siglas en inglés, implementado en el software IDRISI Selva. Para lograr esta tarea es necesario ingresar un modelo numérico de altitud al cual se le aplicará el Módulo de Escorrentía (*Runoff*) para identificar la red hidrográfica sobre dicho modelo de elevaciones, posteriormente se identifica un punto específico sobre alguna corriente de agua

(exutorio) desde el cual el módulo comenzará a delimitar la cuenca y obtener sus características así como las de su cauce principal.

Para la delimitación de la cuenca se toma en cuenta la zona de transición entre el río con alta pendiente y el río de pendiente moderada. Las coordenadas UTM del exutorio son: $433,325.1$ mE y $2,116,535.8$ mN . Además este exutorio se coloca aguas abajo de la comunidad de Zaragoza de Guadalupe por ser el punto donde se inicia el llamado canal de transporte para una cuenca torrencial de este tipo.

Además el Software nos permite obtener la curva hipsométrica de la cuenca del río Las Cruces y el perfil longitudinal del cauce principal cuyos resultados se presentan en el capítulo 6 de este trabajo para su posterior análisis.

5.2.3. SUBCUENCAS DE APORTE

Del mismo modo, se eligieron 6 cauces secundarios que aportan gasto significativo al río principal; así como un punto medio sobre el cauce principal el cual representa cambios significativos tanto en morfología del cauce como en usos de suelo de la cuenca del Río las Cruces. Cada uno de los cauces secundarios tiene una subcuenca de aporte y un exutorio ubicado sobre el cauce principal, las subcuencas se enlistaron en una secuencia de aguas abajo hacia aguas arriba siendo estas las subcuencas de aporte 1, 2, 3, 4, 5 y 6; por otro lado la cuenca de aporte ubicada sobre el punto medio del cauce del río Las Cruces se denominó subcuenca 7.

El software IDRISI, proporciona las características geomorfológicas de cada una de las subcuencas de aporte. Cabe mencionar que sólo en el caso de las subcuencas el cálculo de la pendiente del cauce se realizó de la siguiente manera:

$$S = (E_{max} - E_{min})/L_c \quad (1)$$

donde:

E_{max} es la elevación máxima del cauce de aporte.

E_{min} es la elevación mínima del cauce de aporte

L_c es la longitud del cauce.

Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.3. EROSIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES

La obtención de los valores de erosión bruta se hace mediante la aplicación del módulo *R.U.S.L.E.* con el que cuenta IDRISI Selva. Para realizar el cálculo de dichos valores de erosión el módulo *R.U.S.L.E.* necesita que los parámetros de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelos Revisada sean digitalizados ya sea como imágenes de superficie o como valores numéricos; además, dicho módulo requiere del modelo numérico de altitud de la zona así como la delimitación de la cuenca de estudio (Figura 5.5.).

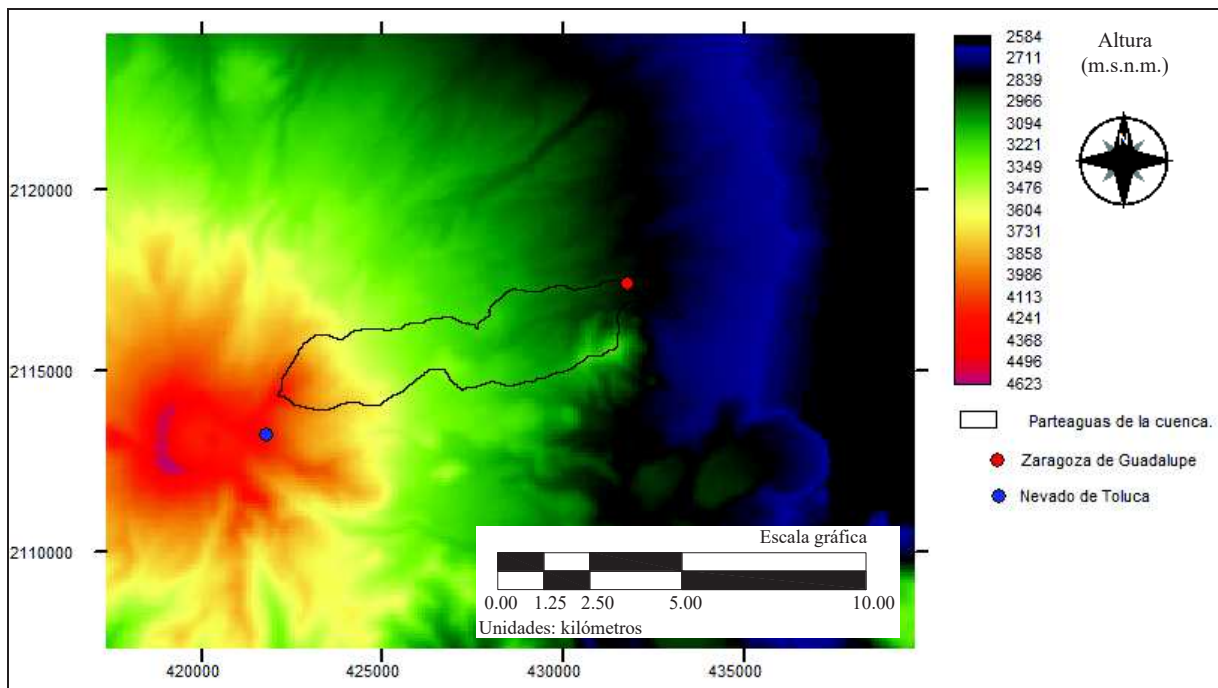


Figura 5.5. Modelo numérico de altitud de las zonas cercanas a la cuenca del río Las Cruces.

Los parámetros que se generan como imágenes de superficie son el factor de erosividad de las lluvias R , el factor de erodabilidad del suelo K , el factor de cobertura y manejo de cultivo CS y el factor de prácticas de protección PS ; los factores de longitud de pendiente LP y de gradiente de pendiente FS se obtienen de manera numérica también con el uso de IDRISI.

Los valores obtenidos del módulo *R.U.S.L.E.* representan la erosión potencial de cierta área dentro de la cuenca de estudio con los cuales se calcularán valores medios de erosión para la cuenca del río Las Cruces y para cada una de las subcuencas de aporte respectivamente, estos valores se multiplicarán por sus respectivos Coeficientes de Entrega de Sedimentos (CES) o *Sediment Delivery Ratio (SDR)* para conocer el aporte anual de sedimentos de dichas cuencas.

5.3.1. OBTENCIÓN DE LOS PARAMETROS DE IMAGEN DE SUPERFICIE.

Para poder generar los parámetros R , K , CS y P en el módulo *R.U.S.L.E.*, se hizo la recopilación de información de distintas fuentes, principalmente del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) para poder caracterizar la cuenca del río Las Cruces. Dicha información consistió en cartas topográficas, edafológicas, de uso de suelo, atlas ecológicos, entre otros.

5.3.1.1. FACTOR DE EROSIVIDAD (R).

La obtención del factor de erosividad R se hizo utilizando el método de la energía cinética de la lluvia (Ecuación 2.2). Se calculó el factor R para cada una de las estaciones climatológicas en los alrededores de la zona de estudio (Figura 5.6.). Dicho cálculo se hizo con base en el procesamiento estadístico de las lluvias y la elaboración de las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno, datos requeridos para esta metodología (Ver anexo “A”).

Una vez calculados los valores de erosividad R para cada estación climatológica, se crea una imagen superficial de dichos datos a través de un método de interpolación, la cual podrá darnos valores de erosividad para cada pixel que compone a dicha imagen. Con este procedimiento se logra obtener la imagen superficial del Factor R que se utilizará para el módulo *R.U.S.L.E.* y cuyos resultados se presentan en el capítulo 6 de este trabajo

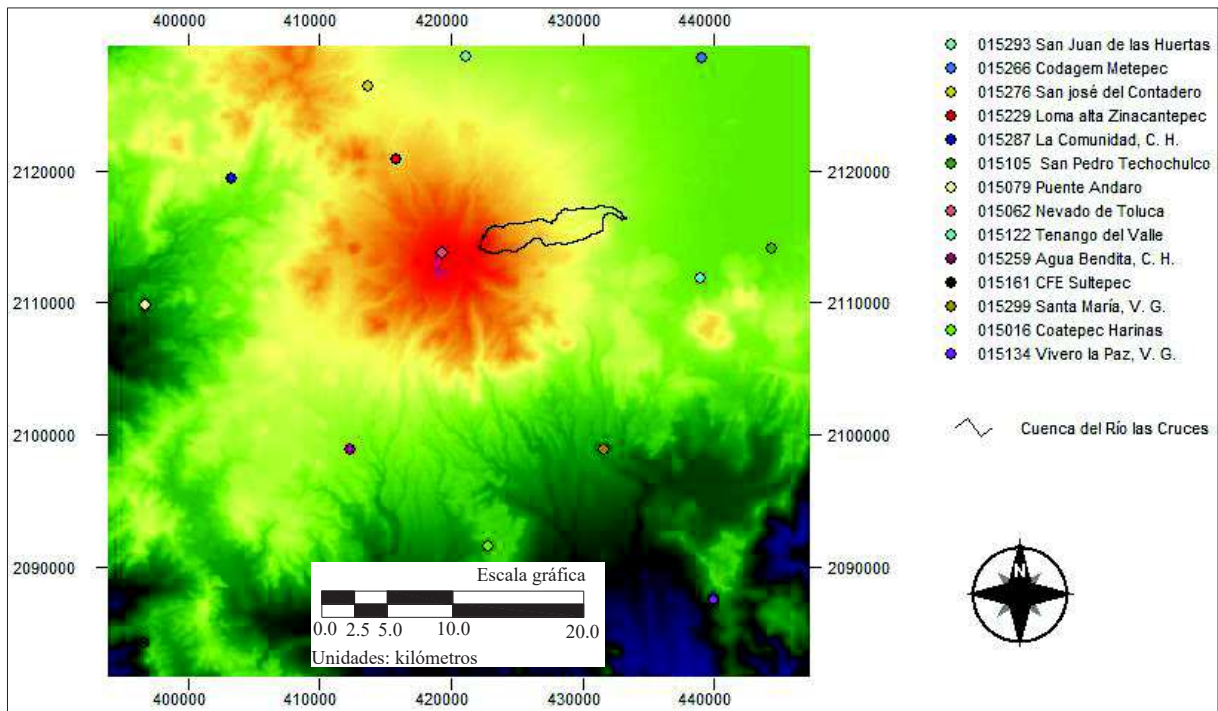


Figura 5.6. Estaciones climatológicas consideradas para la estimación del factor de erosividad R.

5.3.1.2. FACTOR DE ERODABILIDAD DEL SUELO (K).

El factor de erodabilidad del suelo se logra obtener mediante las cartas edafológicas y de la Guía para la Interpretación de Cartografía ambas del INEGI. Se identifican los tipos de suelo que existen en la zona y se les asignan sus respectivos valores de erodabilidad del suelo para obtener una imagen del Factor K para dicha zona de estudio.

Los valores de erodabilidad se asignan con respecto a los datos tabulados por Kirkby y Morgan (1984).

Los tipos de suelos encontrados en la zona de estudio (Figura 5.7.) y sus respectivos índices de erodabilidad se presentan en la tabla 5.2., los cuales son digitalizados para obtener una imagen de superficie; esto para representar de mejor manera las características del suelo encontrado en la zona.



Figura 5.7. Corte del terreno dentro de la cuenca en el cual se muestra la textura del suelo.

Tabla 5.2. Factor de erodabilidad del suelo en la zona de la cuenca del río Las Cruces.

Nombre del suelo	Clave de suelo	Tipo	Descripción	Textura	Factor K
Feozem	Hh	Hh+Be+Re/1	Migajón, materia orgánica y arena.	Media	0.19
Andosol	Th	Th+To+I/2	Migajón, materia orgánica y lecho rocoso.	Media	0.24
Regosol	Re	Re+I/1/L	Arena y lecho rocoso	Gruesa	0.05
Litosol	I	I+Hh/2	Arena y materia orgánica.	Media	0.24

Los resultados de la digitalización del factor de erodabilidad se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.3.1.3. FACTOR DE COBERTURA Y MANEJO DE CULTIVO (CS).

El factor de cobertura de suelo se obtuvo en base a imágenes satelitales de la zona y al mapa de usos de suelo del estado de México de la Secretaría de Desarrollo Urbano, 2007.

Para la cuenca del río Las Cruces las distribuciones de uso de suelo se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Distribuciones de suelo para la zona de la cuenca del río Las Cruces.

Tipo de uso de suelo	Área (km ²)	Área (ha)	% que ocupa
Bosque	5.9781	597.81	31.8 %
Pastizal	5.4465	544.65	29.1 %
Agrícola	5.6781	567.81	30.3 %
Urbano	0.6470	64.70	3.4 %
Banco de material	0.2021	20.21	1.1 %
Pradera de alta montaña	0.8152	81.52	4.3 %
Total	18.76	1870	100.0 %

Para cada uno de los usos de suelos seleccionados, se asigna un valor de cobertura y manejo de cultivo, se digitalizan dichos valores sobre las cartas de uso de suelo y de esta forma se crea la imagen con los valores del Factor *CS* respectivos a cada cobertura que representen las condiciones de terreno del sitio como las que se muestran en la figura 5.8.



Figura 5.8. Usos de suelos encontrados dentro de la cuenca, bosques, praderas y campos agrícolas.

Los resultados de la digitalización del factor de cobertura se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.3.1.4. FACTOR DEL MÉTODO DE CONTROL DE EROSIÓN (PS).

La cuenca del río Las Cruces ha sido catalogada como una zona de erosión potencial (García *et al.*, 2010). Debido a esto, las prácticas de conservación de suelo son un factor determinante para la reducción de erosión que se presenta en la zona. Muchas de estas prácticas se han

aplicado de manera correctiva a lo largo del cauce del río Las Cruces, lo que por supuesto, no logra reducir las tasas de pérdida de suelo en la cuenca.

La implementación de métodos de control de erosión son medidas fuera del cauce principal que permiten la reducción de las tasas de producción de sedimentos mediante métodos para disminuir la erosión potencial de los terrenos expuestos.

Dentro de la cuenca del río Las Cruces, existen dos tipos de métodos de control, los surcos rectos en contra pendiente y las franjas al contorno, estos métodos se aplican principalmente a las zonas agrícolas y zonas de pastizal respectivamente. Los valores para cada una de estas dos prácticas de conservación se especifican con respecto a valores tabulados recomendados para cada práctica de conservación (Figuras 5.9).



Figura 5.9. Prácticas de conservación de suelo encontradas dentro de la cuenca.

Los resultados de la digitalización del factor de control de erosión se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.3.2. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS NUMÉRICOS

La generación de los parámetros LP y FS del módulo *R.U.S.L.E.*, se hace en base al modelo numérico de altitud y a la resolución de pixel de éste.

El primer paso es obtener los valores medios de pendiente y de exposición necesarios para el módulo *R.U.S.L.E.*, este procedimiento se lleva a cabo empleando los módulos *SLOPE* y *ASPECT* de IDRISI.

La longitud máxima de pendiente es la distancia en la que el agua fluye como lámina antes de concentrarse en un curso definido, esta longitud de pendiente máxima se obtiene multiplicando el tamaño de pixel por un factor de 1.5 logrando obtener una longitud de pendiente aceptable para el módulo *R.U.S.L.E.* (150 m).

Finalmente, se obtiene el tamaño de división más pequeña tomando en cuenta que el módulo *R.U.S.L.E.* especifica como limitación que dentro de la cuenca no debe haber más de 32000 divisiones. Además cada subdivisión debe ser acorde con la resolución de las imágenes empleadas en este módulo. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.3.3. APORTE DE SEDIMENTOS DENTRO DE LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES

Una vez ingresados estos parámetros al módulo *R.U.S.L.E.*, éste calcula la erosión dentro de la cuenca del río Las Cruces, asignándole un cierto valor a cada subdivisión dentro de la misma. Estos valores pueden ser analizados estadísticamente para obtener los valores medios para la cuenca y sus subcuencas de aporte.

El procedimiento para obtener los valores medios por áreas se realiza con la ayuda del análisis estadístico de datos de la imagen de erosión por subdivisiones obtenida. Dicho procedimiento se aplica a cada una de las subcuencas de aporte para obtener el valor de la erosión media. El coeficiente de entrega de sedimentos se calcula utilizando el método de la *American Society of Civil Engineers*. Utilizando la figura 2.2 se obtienen los valores que se aprecian en la tabla 5.4.

Los valores medios de erosión de la cuenca del río Las Cruces y sus subcuencas de aporte se multiplican por sus respectivas áreas para obtener el valor de la erosión total en ton/año. Una vez realizados estos cálculos, a dichos valores de erosión se les multiplica por sus respectivos

coeficientes de entrega de sedimentos obteniendo finalmente el aporte de sedimentos para cada las áreas de interés.

Tabla 5.4. Coeficientes de entrega de sedimentos (C.E.S.) para la cuenca del río Las Cruces y sus cuencas de aporte.

Cuenca		Área	C.E.S. (S.D.R.) ASCE
		km ²	%
Cuenca del río Las Cruces		18.76	42.0
Cuencas de aporte	1	1.82	57.0
	2	0.79	63.5
	3	1.94	56.0
	4	1.40	59.0
	5	2.38	53.0
	6	2.52	52.4
	7	10.15	44.5

Los valores de aporte de sedimentos serán considerados como la disponibilidad anual de sedimentos que pueden o no ser transportados por el cauce principal dependiendo de la respuesta hidrológica a eventos de precipitación particulares de la cuenca de aportación, es decir, son valores límite de disponibilidad de sedimento que hasta cierto punto limitan la capacidad de transporte de los cauces naturales.

Los resultados de la aplicación de esta metodología para obtener las cantidades de aporte de sedimentos se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.4. DESCRIPCIÓN DEL CAUCE PRINCIPAL

La importancia de la correcta caracterización granulométrica del cauce tiene influencia en la estimación precisa del transporte de sedimentos. La toma de muestras con métodos correctos permite la caracterización granulométrica de cierto tramo de un río en estudio.

El cauce principal de la cuenca del río Las Cruces tiene una longitud de 12.48 km desde la parte alta de la cuenca (Nevado de Toluca) hasta el exutorio; presenta una baja sinuosidad en su recorrido y está formado principalmente de material granular.

Para la caracterización granulométrica del material del lecho del río, se tomaron 4 muestras del lecho de 5 kg cada una y de hasta 20 cm de profundidad para tamizar y obtener diámetros representativos de la capa subsuperficial (Figura 5.10. y 5.11.). Del mismo modo, con las muestras se realizó el cálculo de la densidad de sólidos del material del lecho.



Figura 5.10. Imagen satelital de los sitios en donde se realizaron tomas de muestras del cauce del río Las Cruces en su paso por la localidad de Zaragoza de Guadalupe.



Figura 5.11. Proceso de recolección de muestras del lecho del río.

Una manera simple de ver cómo están distribuidos los tamaños de partículas de una muestra de sedimentos es a través de representaciones gráficas. La más empleada es la curva de distribución de frecuencias acumuladas de tipo menor o curva granulométrica, que puede ser dibujada en distintos tipos de sistemas coordenados para su representación. Con esta representación se puede encontrar una recta o distribución teórica que mejor se ajuste a los datos obtenidos a fin de calcular los diámetros característicos necesarios para la caracterización del lecho y posterior cuantificación del transporte de sedimentos.

La granulometría característica del material que constituye el lecho de cierto tramo de río, se determina obteniendo la curva granulométrica efectiva de un cierto grupo de muestras.

Cada una de las muestras es tamizada (Tabla 5.5) para obtener su curva granulométrica respectiva y posteriormente poder obtener una curva granulométrica representativa del grupo de muestras.

Tabla 5.5. Distribución de frecuencias de partículas del material del lecho del río.

Distribución de frecuencias		
Malla	Apertura (mm)	Porcentaje que pasa
2"	50.000	100.00
1 1/2"	37.500	96.36
1"	25.000	88.98
3/4"	19.000	83.31
1/2"	12.700	75.52
3/8"	9.500	70.43
N. 4	4.750	60.44
N. 10	2.000	43.81
N. 20	0.850	30.28
N. 40	0.425	19.54
N. 60	0.250	11.76
N. 100	0.150	4.33
N.200	0.075	2.04

Al dibujar los puntos de la tabla de distribución de frecuencias en el papel semilogarítmico estos se alinean sobre una recta, lo cual significa que la distribución de los tamaños de las partículas es semilogarítmica y puede describirse por medio de la ecuación 5.2.

$$D_{\Omega} = D_{50} \sigma_g^{P_{\Omega}} \quad (2)$$

Donde:

P_{Ω} es una variable cuyo valor depende del porcentaje Ω correspondiente al diámetro que interesa determinar. Se calcula mediante la ecuación:

$$P_n = \frac{\Omega - 50}{34} \quad (5.3)$$

σ_g es la desviación estándar geométrica. Se define con la siguiente ecuación:

$$\sigma_g = \frac{D_{84.13}}{D_{50}} = \left(\frac{D_{84.13}}{D_{15.87}} \right)^{1/2} \quad (5.4)$$

Además:

$$D_{50} = \sqrt{D_{84.13} * D_{15.87}} \quad (5.5)$$

Del mismo modo, podemos calcular un parámetro adicional que nos permite definir la uniformidad del material del lecho, este parámetro es el Coeficiente de uniformidad y está definido por:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5.6)$$

Para valores de $C_U > 3$, se está en presencia de materiales bien graduados o de granulometría extensa.

Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.4.1. DENSIDAD DE SÓLIDOS Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

El cálculo para la densidad de sólidos y del peso específico del material de lecho se realizó en base a relaciones volumétricas para 12 muestras de material (3 subgrupos para cada una de las 4 muestras). Las pruebas se realizaron en el laboratorio de modelos hidráulicos del Centro Interamericano de Recursos del Agua con equipo calibrado, sedimento lavado y agua limpia. Una vez obtenidos los valores de densidad de sólidos, estos valores se tabulan para obtener una media de dichas pruebas. Los resultados de la estimación de la densidad de sólidos del lecho se presentan en el capítulo 6 de este trabajo. Como valor de referencia, la densidad relativa de materiales aluviales con alto contenido de cuarzo es de 2.65.

Por otro lado, el ángulo de fricción interna del material se obtiene con respecto a valores tabulados para materiales con cierta granulometría, forma y estado natural. Para definir el ángulo de fricción interna del material del lecho se hace uso los valores tabulados por Hough (1975) en la tabla 5.6, que están en función de las características físicas del material. Hough sugiere emplear los valores más bajos de cada rango para los suelos redondeados o para aquellos que poseen partículas débiles (micas, esquistos), y los más elevados para los suelos con partículas angulosas y resistentes.

Tabla 5.6. Valores del ángulo de fricción interna en suelos granulares no plásticos en función de la granulometría y la compacidad.

Tipo de suelo	Ángulo de fricción interna en función de la densidad inicial (°)		
	Flojo	Medianamente denso	Denso
Limo no plástico	26 – 30	28 – 32	30 – 34
Arena uniforme fina a media	26 – 30	30 – 34	32 - 36
Arena bien graduada	30 – 34	34 – 40	38 - 46
Mezclas de arena y grava	32 - 36	36 - 42	40 - 48

Dada la naturaleza del material del lecho del río Las Cruces se estima que el ángulo de fricción interna es de aproximadamente 34°.

5.4.2. RUGOSIDAD

Dadas las características del material del lecho del río, la estimación de la rugosidad del lecho se realizó conforme a la fórmula 1.3 obteniendo el siguiente valor:

$$n = \frac{(0.00253 \text{ m})^{1/8}}{16.27} = 0.029 \quad (5.7)$$

5.4.3. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAUCE PRINCIPAL Y LOS CAUCES DE APORTE

La sección trasversal del río Las Cruces, así como los cauces de aporte, es esencialmente rectangular, con anchos de sección y alturas variables dependiendo principalmente del escurrimiento que transportan. El ancho de la sección transversal para el cauce principal y los cauces de aporte se estimó en primera instancia con base en imágenes satelitales de la zona y dichas medidas se comprobaron físicamente en la zona tal como se muestra en la figura 5.12.



Figura 5.12. Sección representativa del cauce del río las cruces en el exutorio de la subcuenca 7.

Considerando que la sección transversal no se llena al 100% para todos los gastos que pasan a través de ella, se consideran anchos efectivos en los que se desarrollan los caudales medio y máximo para el análisis de transporte de sedimentos.

El caudal medio que fluye a través de los canales de la cuenca del río Las Cruces es considerado aquel con un periodo de retorno de 2 años, por lo tanto haciendo uso de las fórmulas de Bray (1982) desarrolladas para cauces de montaña podemos estimar las dimensiones de la sección transversal de los canales (Figura 5.13.). Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.



Figura 5.13. Sección hidráulica típica del cauce del río Las Cruces.

Para el caso del caudal máximo (aquel con un periodo de retorno de 50 años), los anchos de la sección serán iguales al ancho total de la sección para el cauce principal así como para los cauces de aporte. En base a esto, se calcula el área hidráulica con la ecuación de continuidad con cuyos resultados se estiman los parámetros hidráulicos del cauce.

Los anchos estimados con la metodología aquí descrita así como los parámetros hidráulicos que se utilizarán para la estimación del transporte de sedimentos se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.4.4. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO DE CORTE

El esfuerzo cortante crítico del material del lecho se calcula para dos condiciones particulares en las que se podría iniciar el movimiento. La primera condición es aquella en la que el material del lecho es uniforme en su mayor parte y no se toma en cuenta el efecto de las partículas gruesas retardando el inicio de movimiento incipiente de las partículas más

pequeñas representadas por el D_{50} . Para esta condición, el esfuerzo cortante toma el siguiente valor de acuerdo con la fórmula de 1.21:

$$\begin{aligned}\tau_c &= (0.2649) * (1.472) * (2.53 \text{ mm}) \\ &= 0.9865 \frac{N}{m^2} = 0.101 \frac{kg}{m^2}\end{aligned}\tag{5.8}$$

Por otro lado, la segunda condición se presenta cuando el lecho del cauce está compuesto de partículas no uniformes y por consiguiente se toma en cuenta el efecto del acorazamiento del lecho por las partículas más gruesas presentando un comportamiento conjunto en el umbral de movimiento. Para dicha condición de inicio de movimiento, el esfuerzo cortante crítico se muestra a continuación de acuerdo a la ecuación 1.27.

Para obtener D_{Ω} , tomamos en cuenta σ_g que es la desviación estándar geométrica de la curva granulométrica característica del material del cauce, en este caso es igual a 7.64. Haciendo uso de la figura 2.10 se obtiene que $\Omega=86$.

Para $P_n = \Omega - 50 / 34 = 1.0588$ se tiene:

$$D_{86} = D_{50}(\sigma_g)^{P_n}\tag{5.9}$$

Para un material de $\gamma = 2,472 \text{ kg/m}^3 * 9.81 \text{ m/s}^2$ tenemos como resultado:

$$D_{86} = 2.529 \text{ mm} (7.64)^{1.0588} = 21.77 \text{ mm}\tag{5.10}$$

$$\tau_c = 0.047 * (24,250.32 - 9,810) * 0.2177 = 14.775 \frac{N}{m^2} = 1.506 \frac{kg}{m^2}\tag{5.11}$$

Finalmente, debido a la gran dispersión de partículas del lecho y a la presencia de partículas grandes sobre el lecho, se considera que el movimiento es retrasado por dichas partículas. Así pues, el esfuerzo crítico de corte será el correspondiente a 1.506 kg/m^2 .

5.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO

Para la estimación de dicho transporte es necesario conocer, entre otras variables hidráulicas que intervienen en el fenómeno, la velocidad medio del flujo a lo largo del cauce. Dichas velocidades se estiman utilizando las fórmulas 1.6 y 1.7 para ríos de material grueso y pendientes pronunciadas. Para la cuenca del río Las Cruces tenemos:

$$U = 0.37 * 9.81^{0.33} \left(\frac{m}{s^2}\right) * 0.1145^{0.20} \left(\frac{m}{m}\right) * 0.0983^{0.34} \left(\frac{m^3}{s}\right) * 0.02767^{-0.35}(m) = 0.813 \text{ m/s} \quad (5.12)$$

De manera similar, los cálculos se realizan para cada una de las subcuencas de aporte del río Las Cruces. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

De los modelos de transporte de sedimentos estudiados en los capítulos anteriores, y los cuales han sido obtenidos para cauces de alta pendiente y lechos con materiales no cohesivos, se selecciona el modelo que mejor se ajuste a las condiciones particulares de los cauces de la cuenca del río Las Cruces. El modelo seleccionado que mejor se ajusta a dichas condiciones es el de Schoklitsch (1962) debido a que es aplicable a cauces de altas pendientes y no tiene restricciones de uso respecto al número de Froude del flujo como la fórmula de Ackers y White (1973); no tiene restricciones de uso con respecto a la relación tirante-diámetro medio como el modelo de Mora *et al.*, (1990); la ecuación no arroja valores de capacidad de transporte de sedimentos excesivos como el modelo de Bagnold (1980); no tiene restricciones en cuanto a las variables hidráulicas contempladas como el tirante, el caudal, el ancho de la sección y la pendiente como el modelo de Parker *et al.*, (1982) y no arroja valores de capacidad de transporte excesivamente bajos como el modelo de Dade y Friend (1998).

El cálculo de los valores de transporte de sedimentos de fondo se empleó la metodología de Schoklitsch, con las fórmulas 1.37 y 1.38:

a) Para el cauce principal de la cuenca del río Las Cruces el caudal medio de agua es:

$$Q = 0.0983 \text{ m}^3/\text{s} = 98.3 \text{ lps} \quad (5.13)$$

El caudal líquido unitario será:

$$q = \frac{0.0983 \text{ m}^3/\text{s}}{1.399 \text{ m}} = 0.0703 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad (5.14)$$

Utilizando la fórmula 1.38, el caudal crítico será:

$$q_c = 0.26 * \left(\left(\frac{2,472}{1,000} \right) - 1 \right)^{5/3} * 0.00139^{3/2} * 0.1145^{-1.17} = 0.000324 \text{ m}^2/\text{s} \quad (5.15)$$

$$= 0.324 \text{ lps/m}$$

Empleando la fórmula 1.37 para la estimación del caudal sólido tenemos:

$$g_B = 2500 * 0.1145^{3/2} \left(\frac{\text{m}}{\text{m}} \right) * \left(0.0703 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) - 0.000324 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \right) \quad (5.16)$$

$$= 6.77 \text{ kg/s} * \text{m}$$

Además, tomando en cuenta el ancho de la sección, el periodo de lluvias de la zona T_{LL} (640 horas de lluvia al año) y el peso volumétrico del material, podemos estimar el volumen anual transportado con la formula

$$\text{Vol. Anual} = 6.77 \left(\frac{\text{kg}}{\text{s} * \text{m}} \right) * 1.399 \text{ (m)} * (640 \text{ hrs}) * (3,600 \frac{\text{s}}{\text{hr}}) \quad (5.17)$$

$$* \left(\frac{1}{2,472 \text{ kg/m}^3} \right) = 8,827.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los valores de transporte de sedimentos obtenidos son considerados como la capacidad de transporte de sedimentos para un cauce en particular. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

5.6. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS MEDIANTE FENÓMENOS TORRENCIALES

La ocurrencia de fenómenos torrenciales está ligada a la aparición de grandes caudales en cauces de alta pendiente y a la disponibilidad de sedimentos. Debido a que la ocurrencia de estos fenómenos trae consigo consecuencias muy destructivas, las obras de protección implementadas en los cauces deben estar diseñadas considerando los esfuerzos de corte producidos por dichos fenómenos torrenciales y los volúmenes de sedimento transportados por los mismos.

Las condiciones de alta pendiente, precipitaciones intensas y disponibilidad de sedimentos en la cuenca del río Las Cruces, hacen que la cuenca sea susceptible a la ocurrencia de fenómenos torrenciales, los cuales son capaces de transportar grandes cantidades de sedimentos en un tiempo mucho menor a aquel requerido para el transporte de fondo.

Para la realización de este trabajo, y en base a las recomendaciones de diseño para obras de protección (Ver Anexo B, Tabla B.1. “Periodos de retorno recomendados para obras de protección”) el periodo de retorno utilizado para la estimación de caudales producidos por las precipitaciones para la estimación de los esfuerzos de corte y volúmenes de sedimentos será de 50 años.

Cuando se presenta un fenómeno torrencial las propiedades físicas del agua se modifican, debido principalmente a la alta concentración de sedimentos, cambiando su viscosidad y el peso volumétrico.

5.6.1. CÁLCULO DE CONCENTRACIONES, VISCOSIDAD APARENTE Y DENSIDAD DE LA MEZCLA

La concentración de sedimentos en un fluido torrencial es función de la pendiente del cauce, el ángulo de fricción interna del suelo y del peso específico relativo del sedimento. Conociendo estos parámetros podemos estimar la concentración de sedimentos.

Para el cauce principal del río Las Cruces, $\phi=34^\circ$ de acuerdo con la tabla 5.6, $\rho=1,000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_s=2,472 \text{ kg/m}^3$ y $\theta=11.45\%$, la concentración volumétrica se calcula utilizando la ecuación 3.16 será:

$$C_v = \frac{1,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.1145 \text{ m/m}}{\left(2,472 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 1,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) \left(\tan 34^\circ - 0.1145 \frac{\text{m}}{\text{m}}\right)} = \frac{114.5}{862.16} = 0.1389 \quad (5.18)$$

De manera similar, en función de la pendiente, el ángulo de fricción interna y el peso específico relativo del material se calcula la concentración volumétrica para cada subcuenca en estudio. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

La concentración lineal es la relación entre el diámetro de las partículas y la distancia media de separación de las mismas, este valor depende de la concentración volumétrica y el valor máximo de concentración. El valor de la concentración lineal sirve para diferenciar los fluidos en el rango inercial. Utilizando la ecuación 3.18 podemos calcular los valores de concentración lineal para el cauce principal y los cauces de aporte. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

La viscosidad aparente de la mezcla, influye en el comportamiento que tienen los sedimentos dentro del agua. Para tomar en cuenta este efecto se estima la viscosidad aparente de la mezcla, esta se estima mediante la fórmula empírica de 3.24 para mezclas que no contienen partículas finas. Teniendo en cuenta además que la concentración máxima es de 61.50 %; para el cauce principal, tenemos:

$$\mu_a = 0.001139 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}\right) * \left(1 - \frac{0.1389}{0.615}\right)^{-2} = 0.0019 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}\right) \quad (5.19)$$

De manera similar, en función de la concentración volumétrica y de la viscosidad dinámica se puede estimar la viscosidad aparente en los cauces de las subcuencas en estudio. Los resultados de la aplicación de esta metodología se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

La densidad de la mezcla también se modifica por efecto de la concentración de sedimentos en el agua. Para el cauce principal, estimación de la densidad de la mezcla se realiza con base en la ecuación 3.12 de la siguiente manera:

$$\rho_m = 1,000 \frac{kg}{m^3} (1 - 0.1389) + 2,472 \frac{kg}{m^3} (0.1389) = 1,204.46 \frac{kg}{m^3} \quad (5.20)$$

5.6.2. CÁLCULO DE CAUDALES SÓLIDOS

La velocidad media del flujo sigue siendo una variable hidráulica importante para la estimación del transporte de sedimentos. Dichas velocidades se estiman utilizando las ecuaciones 1.6 y 1.7. Para el cauce principal tenemos:

$$U = 0.37 * 9.81^{0.33} \left(\frac{m}{s^2}\right) * 0.1145^{0.20} \left(\frac{m}{m}\right) * 5.6546^{0.34} \left(\frac{m^3}{s}\right) * 0.02767^{-0.35} (mm) = 3.22 \text{ m/s} \quad (5.21)$$

La tasa de corte se du/dh se evaluó como el cociente entre la velocidad media del flujo dividido por el tirante de dicho flujo debido a la dificultad de estimar la velocidad del flujo en función del tirante del mismo.

El parámetro turbulento dispersivo δ se evalúa con la fórmula 3.31 de la siguiente forma para el cauce principal:

$$\delta = (1,204.46 * 0.084^2) + (0.01 * 2,473 * 1.56^2 * 0.00253^2) = 8.50 \quad (5.22)$$

El cálculo del parámetro turbulento dispersivo, las tasas de corte y el esfuerzo de cedencia se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

La estimación del esfuerzo actuante sobre el lecho se hace mediante la ecuación 3.30. Para la cuenca del río Las Cruces tenemos:

$$\tau = 14.81 + 0.001901(15.71) + 8.50(15.71)^2 = 2,112.64 \text{ N/m}^2 \quad (5.23)$$

Finalmente, la estimación de los caudales sólidos arrastrados por los fenómenos torrenciales se realiza con la metodología propuesta por Bagnold (1966), dicha estimación se realiza con la ecuación 3.45 para la cuenca del río Las Cruces de la siguiente manera considerando $\tan\alpha = 0.375$ y $e_b=0.105$ en base a las figuras 3.9 y 3.10:

$$g'_B = \frac{0.105}{(0.375 - 0.1145)} * (215.36) * (3.22) = 279.53 \text{ kg/s} - m \quad (5.24)$$

Expresando dicho valor en peso seco, tenemos:

$$g_B = 279.53 \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right) = 279.81 \left(\frac{24,260.13}{24,260.13 - 9,810} \right) = 469.29 \text{ kg/s} - m \quad (5.25)$$

Los valores de transporte de sedimentos para el cauce principal y sus cauces de aporte de la cuenca del del río Las Cruces expresados tanto en peso húmedo, como en peso seco se presentan en el capítulo 6 de este trabajo.

Considerando que en un año con caudal máximo se presenta un evento torrencial con una duración característica corta, que en este caso será igual al tiempo de concentración de la cuenca (Fuentes y Franco, 1999), teniendo en cuenta el ancho de la sección en la que ocurren dichos fenómenos, se estima el volumen de sedimentos transportados de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 & \text{Volumen anual de sedimentos} = \text{Ancho de sección} * \\
 & \text{Duración del evento} * \text{Gasto unitario de sedimentos} \\
 & * \left(\frac{1}{\text{peso específico del sedimento}} \right)
 \end{aligned}
 \tag{5.26}$$

Para la cuenca del río Las Cruces, así como para las subcuencas de aporte, el volumen de sedimentos por evento crítico se presenta en el capítulo 6 de este trabajo.

Los valores de transporte de sedimentos mediante fenómenos torrenciales serán comparados con la tasa anual de erosión en la cuenca del río Las Cruces, esto para establecer si dicha capacidad de transporte es concorde a la disponibilidad de sedimentos de la cuenca.

5.6.3. CARACTERIZACIÓN DE FENÓMENOS TORRENCIALES

Con respecto a la ocurrencia de los fenómenos torrenciales, no sólo es interesante la cantidad de sedimentos transportados por el cauce sino también, el modo en que estos sedimentos son transportados y la caracterización de la mezcla agua-sedimento a fin de estimar la mejor manera de mitigar los daños durante su aparición.

La caracterización de este tipo de flujos se realiza mediante la evaluación el Número de Bagnold, la relación Dispersiva-Viscosa así como la relación Turbulenta-Dispersiva (Ecuaciones 3.19, 3.20 y 3.21) los valores obtenidos de estos parámetros indicarán el tipo de fenómeno torrencial que se presenta en el cauce del río Las Cruces logrando obtener un parámetro adicional más de diseño para futuros proyectos de ingeniería.

La caracterización de los fenómenos torrenciales que se presentan en la cuenca del río Las Cruces, así como para sus cuencas de aporte, se presenta en el capítulo 6 de este trabajo.

CAPÍTULO 6

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES

6.1. MODELACION DE LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES

De la modelación del flujo superficial y la definición del exutorio de la cuenca del río Las Cruces en base a la metodología establecida en el capítulo anterior se obtienen la forma y los parámetros geomorfológicos para la cuenca de análisis (Figuras 6.1. y 6.2).

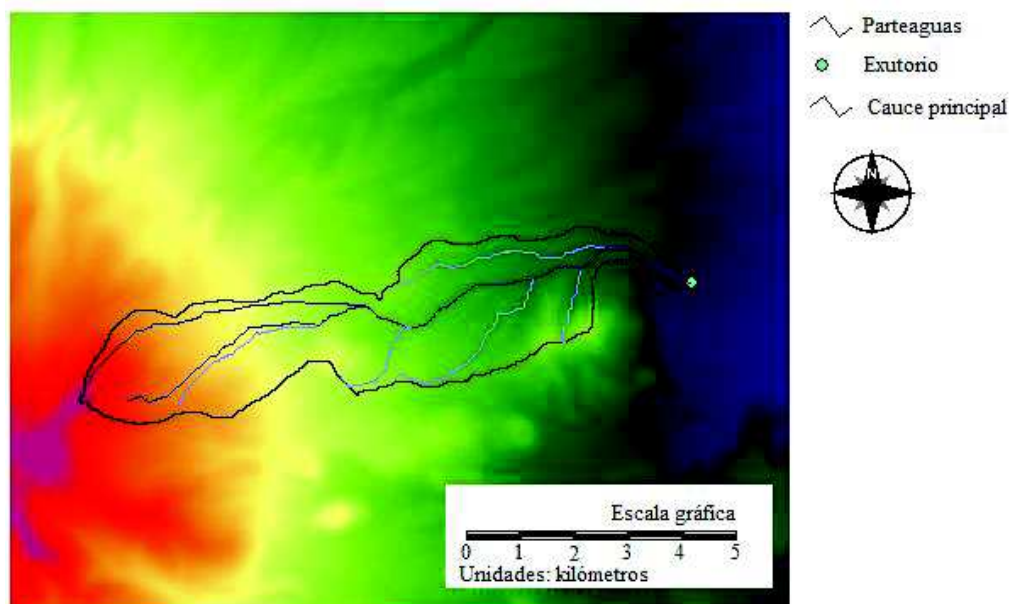


Figura 6.1. Modelación del flujo superficial sobre el modelo digital de elevaciones de la zona de estudio.

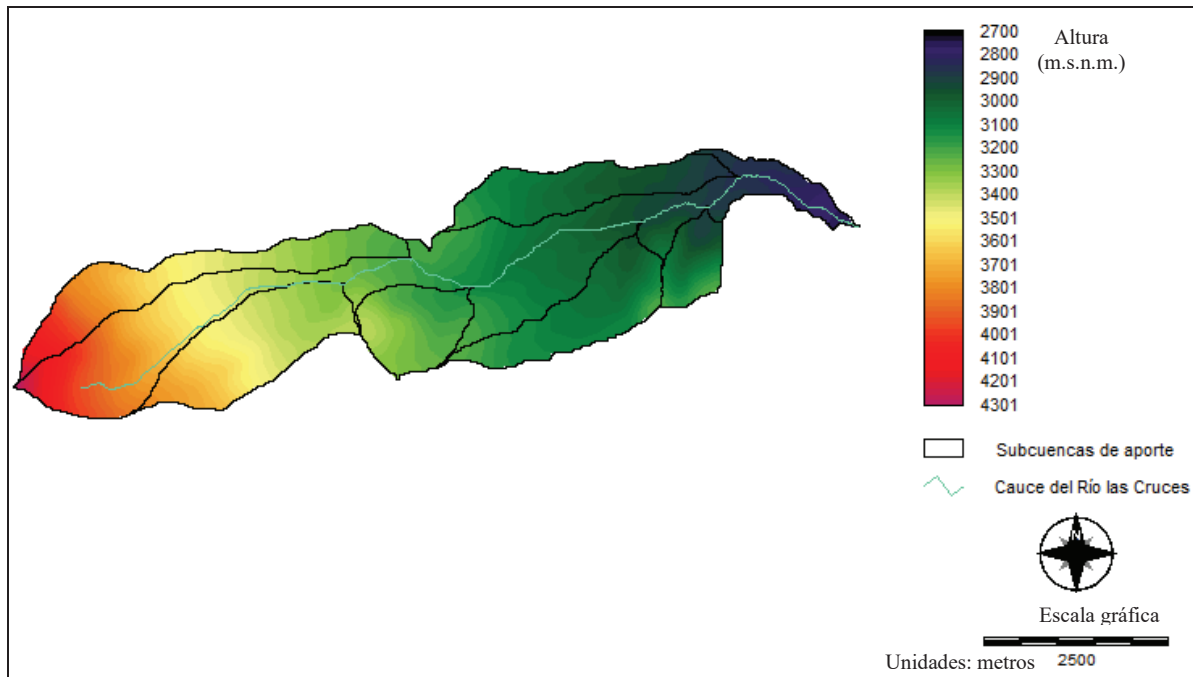


Figura 6.2. Delimitación de la cuenca del río las cruces.

Las características geomorfológicas de la cuenca principal obtenidas con el Software IDRISI, y su descripción se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Características geomorfológicas de la cuenca del río Las Cruces.

Parámetro	Unidad	Valor	Observación
Área	km ²	18.76	Por su tamaño, la cuenca del río Las Cruces se considera como una cuenca muy pequeña (Campos, 2011)
Perímetro	km	34.20	-
Elevación media	m.s.n.m.	3306.73	-
Pendiente media	°	10.12	La cuenca en su conjunto presenta una gran inclinación.
Pendiente media	%	18.09	
Coefficiente de compacidad (Kc)	-	2.23	Un valor cercano a 1 representa una cuenca de forma circular; el valor obtenido representa una cuenca alargada, con un hidrograma característico suave que la hace menos sensible a crecientes.

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL
RÍO LAS CRUCES

Tabla 6.1. (Continuación).

Parámetro	Unidad	Valor	Observación
Relación de circularidad (Rc)	-	0.20	De acuerdo con análisis realizados (Summerfield, 1991) en diversas cuencas: RC 1.0 si la cuenca es circular; y Rc 0.785 si la cuenca es cuadrada. El valor obtenido indica que la cuenca tiene una forma muy lejana a la circular.
Relación hipsométrica (Rh)	-	1.78	Es el cociente entre las áreas sobre y bajo la curva hipsométrica. Representa el estado de equilibrio morfológico de la cuenca. Un Rh = 1 indica una cuenca equilibrada. El valor mayor a 1 indica el desequilibrio de la cuenca por erosión.
Longitud del cauce (Lc)	km	12.48	-
Longitud directa (La)	km	10.53	
Densidad de drenaje (Dd)	km/km ²	2.4	Los valores de <i>Dd</i> varían de 0.62 km/km ² en cuencas con drenaje escaso a 3.11 km/km ² para aquellas que tienen buen drenaje. Dado su valor se puede decir que esta cuenca tiene buen drenaje debido a su relieve montañoso que responde de manera rápida a una tormenta.
Coefficiente de sinuosidad (Sh)	-	1.18	Un valor de S menor o igual a 1.25 indica baja sinuosidad. La baja sinuosidad implica la presencia de altas velocidades en el cauce.
Elevación máx. (Emax)	m.s.n.m.	4301	Tiene su influencia en el clima, la precipitación y el uso de suelo de la cuenca.
Elevación min (Emin)	m.s.n.m.	2757	Tiene su influencia en el clima, la precipitación y el uso de suelo de la cuenca.
Pendiente del cauce principal (Sc)	%	11.45	Se considera que es una pendiente alta dado el valor medio mayor del 1% y de régimen torrencial al superar el 6% de pendiente media.
Tiempo de concentración (Kirpich)	hrs	1.14	Indica que la respuesta de la cuenca a las tormentas es moderada con la posibilidad de presentar escurrimientos del mismo modo.
Tiempo de concentración (CHPW)	hrs	1.15	Indica que la respuesta de la cuenca a las tormentas es moderada con la posibilidad de presentar escurrimientos del mismo modo.

La curva hipsométrica y el perfil del cauce principal se muestran en las figuras 6.3 y 6.4 respectivamente en las cuales se puede observar que la cuenca del río Las Cruces está alejándose de la fase de equilibrio morfológico y comienza su fase de erosión; del mismo modo, se aprecia la pendiente pronunciada del cauce principal a lo largo del desarrollo del río principal.

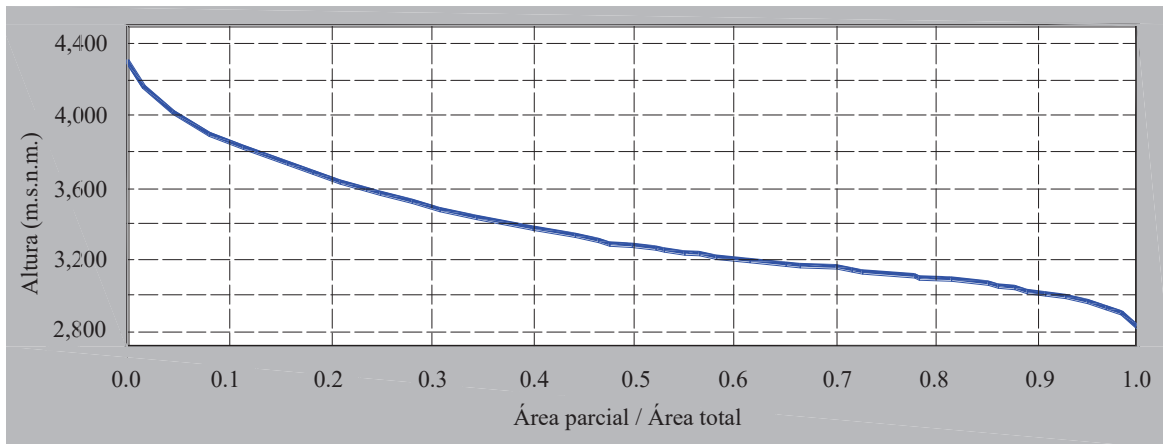


Figura 6.3. Curva hipsométrica de la cuenca del río Las Cruces.

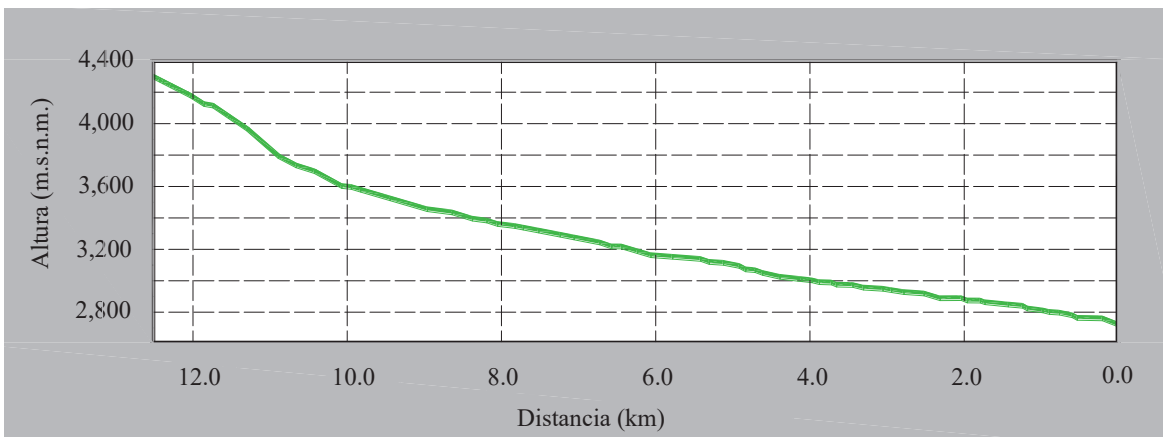


Figura 6.4. Perfil longitudinal del cauce principal de la cuenca del río Las Cruces.

De manera similar al procedimiento anterior, la morfología y los parámetros de las cuencas de aporte en el cauce del río Las Cruces se presenta en las figuras 6.5. y 6.6.

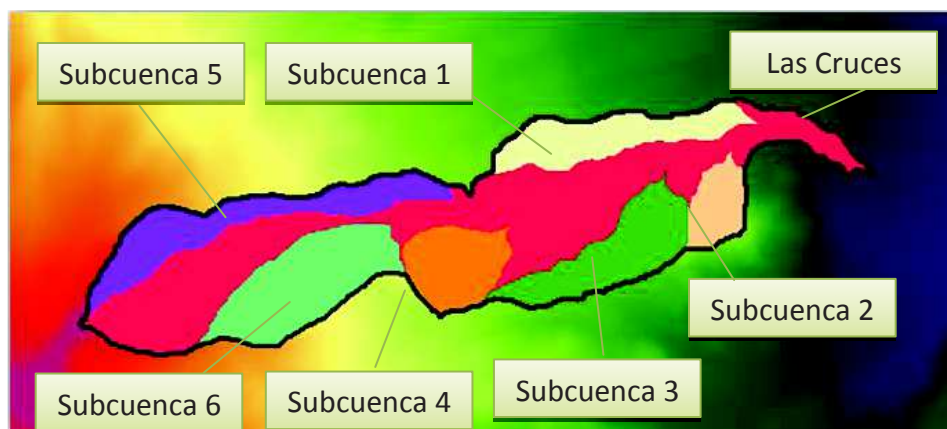


Figura 6.5. Cuencas de aporte al cauce principal del río Las Cruces.

Las características de cada subcuenca de aporte se presentan en la tabla 6.2.

Tabla 6.2. Características geomorfológicas de la cuenca las subcuencas de aporte.

Parámetro	Unidad	Subcuenca		
		1	2	3
Área (A)	km ²	1.82	0.79	1.94
Perímetro (P)	km	10.70	4.52	10.46
Elevación media (Em)	m.s.n.m.	3,032.31	3,056.75	3,096.07
Pendiente media (Pm)	Grados	6.35	19.4	8.95
Pendiente media (Pm)	%	11.15	35.77	16.03
Coefficiente de compacidad (Kc)	-	2.24	1.44	2.12
Relación de circularidad (Rc)	-	0.20	0.49	0.22
Relación hipsométrica (Rh)	-	1.03	1.05	1.05
Longitud del cauce (Lc)	km	4.24	1.52	3.89
Longitud de eje (La)	km	3.82	1.36	3.17
Coefficiente de sinuosidad (Sh)	-	1.11	1.12	1.23
Elevación máxima (E max)	m.s.n.m.	3202	3171	3248
Elevación mínima (E min)	m.s.n.m.	2863	2894	2946
Pendiente del río (Sc)	%	8.00	18.22	7.76
Tiempo de concentración (Kirpich)	hrs	0.53	0.18	0.50
Tiempo de concentración (CHPW)	hrs	0.53	0.18	0.51



Figura 6.6. Cuenca de aporte 7 del cauce del río Las Cruces.

Tabla 6.2. (Continuación).

Parámetro	Unidad	Subcuenca			
		4	5	6	7
Área (A)	km ²	1.40	2.38	2.52	10.15
Perímetro (P)	km	5.92	15.46	9.82	19.72
Elevación media (Em)	m.s.n.m.	3,261.83	3,601.83	3,495.85	3,532.35
Pendiente media (Pm)	Grados	9.98	11.36	10.60	11.46
Pendiente media (Pm)	%	17.75	20.36	18.80	20.48
Coefficiente de compacidad (Kc)	-	1.41	2.82	1.74	1.75
Relación de circularidad (Rc)	-	0.50	0.13	0.33	0.33
Relación hipsométrica (Rh)	-	0.91	1.73	1.59	1.77
Longitud del cauce (Lc)	km	2.13	5.86	3.26	6.84
Longitud de eje (La)	km	1.59	5.28	2.93	6.10
Coefficiente de sinuosidad (Sh)	-	1.34	1.11	1.11	1.12
Elevación máxima (E max)	m.s.n.m.	3333	4196	3775	4301
Elevación mínima (E min)	m.s.n.m.	3123	3204	3289	3106
Pendiente del río (Sc)	%	9.86	16.93	14.91	16.19
Tiempo de concentración (Kirpich)	hrs	0.29	0.51	0.34	0.60
Tiempo de concentración (CHPW)	hrs	0.29	0.51	0.34	0.61

De manera similar a la cuenca del río Las Cruces, las subcuencas de aporte presentan características similares de alta pendiente, haciéndonos inducir la similitud en cuanto a capacidad de transporte de sus cauces y disponibilidad de sedimentos en las cuencas.

6.2. EROSIÓN

Para la estimación de la erosión media de la cuenca del río Las Cruces, los parámetros de *R.U.S.L.E.* que fueron calculados y digitalizados para el software IDRISI se presentan a continuación.

El factor de erosividad de la lluvia para cada estación climatológica considerada en este trabajo y la imagen de dicho factor interpolada y digitalizada como imagen de superficie se presentan en la tabla 6.3. y en la figura 6.7. respectivamente.

Tabla 6.3. Factor de erosividad R para las estaciones cercanas a la cuenca del río Las Cruces.

No	Clave	Nombre	Factor R (MJ*mm/ha*hr)
1	015016	Coatepec Harinas	213.83
2	015062	Nevado de Toluca	287.16
3	015079	Puente Andaro	203.59
4	015105	San Pedro Techochulco	223.58
5	015122	Tenango del Valle	194.21
6	015134	Vivero la Paz, Villa Guerrero	310.46
7	015161	Sultepec (CFE)	211.08
8	015229	Loma Alta Zinacantepec	179.07
9	015259	Agua Bendita, C. H.	175.37
10	015266	CODAGEM Metepec	244.63
11	015276	San Josu del Contadero	110.21
12	015287	La Comunidad, C. H.	224.54
13	015293	San Juan las Huertas	195.97
14	015299	Santa María, Villa Guerrero	225.01

Los valores del factor de erodabilidad del suelo en función del tipo de suelo de la zona y los valores establecidos en el capítulo anterior se presentan en la figura 6.8. De manera similar, los valores del factor de cobertura del suelo y de prácticas de conservación establecidos en el capítulo anterior para la zona de estudio, una vez digitalizados se presentan en la figura 6.9. y 6.10. respectivamente.

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES

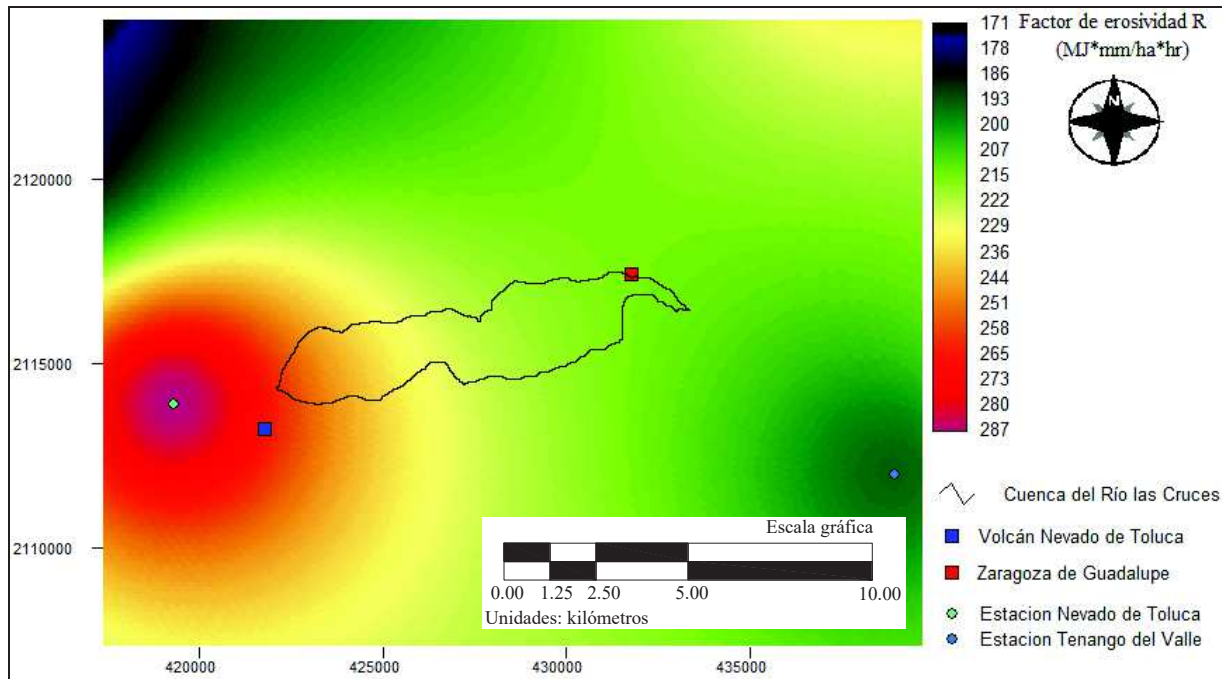


Figura 6.7. Imagen de valores de erosividad en la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.

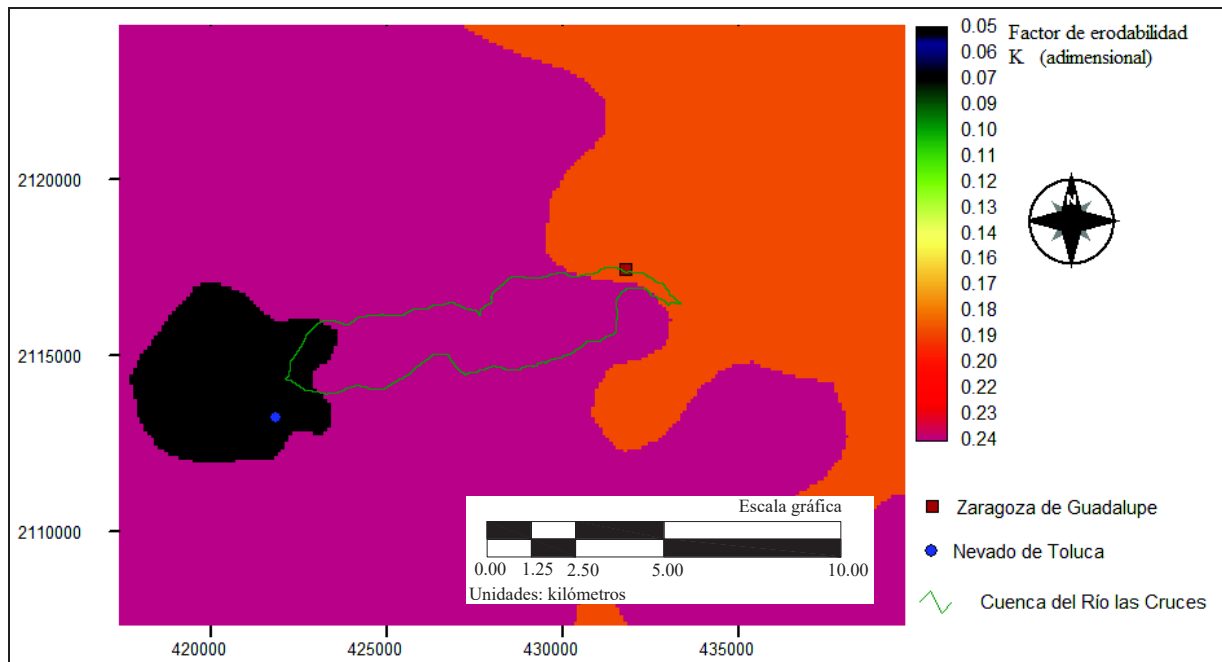


Figura 6.8. Valores de erodabilidad en la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES

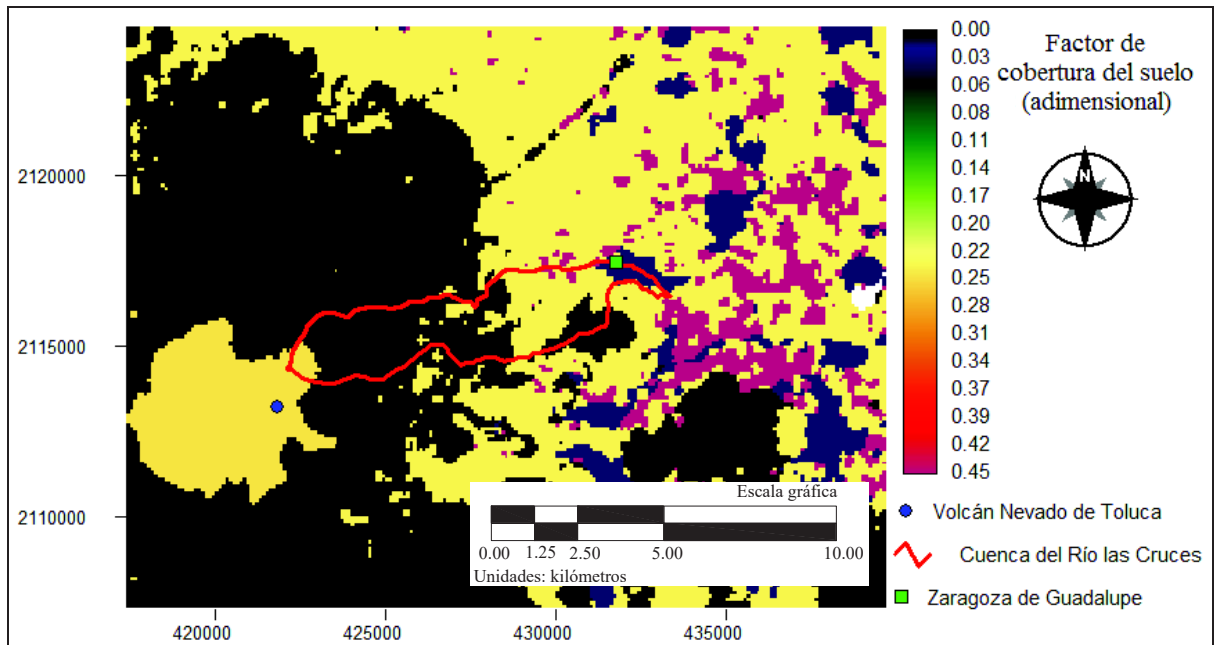


Figura 6.9. Imagen de valores del factor de cobertura de suelo de las zonas cercanas a la cuenca del río Las Cruces.

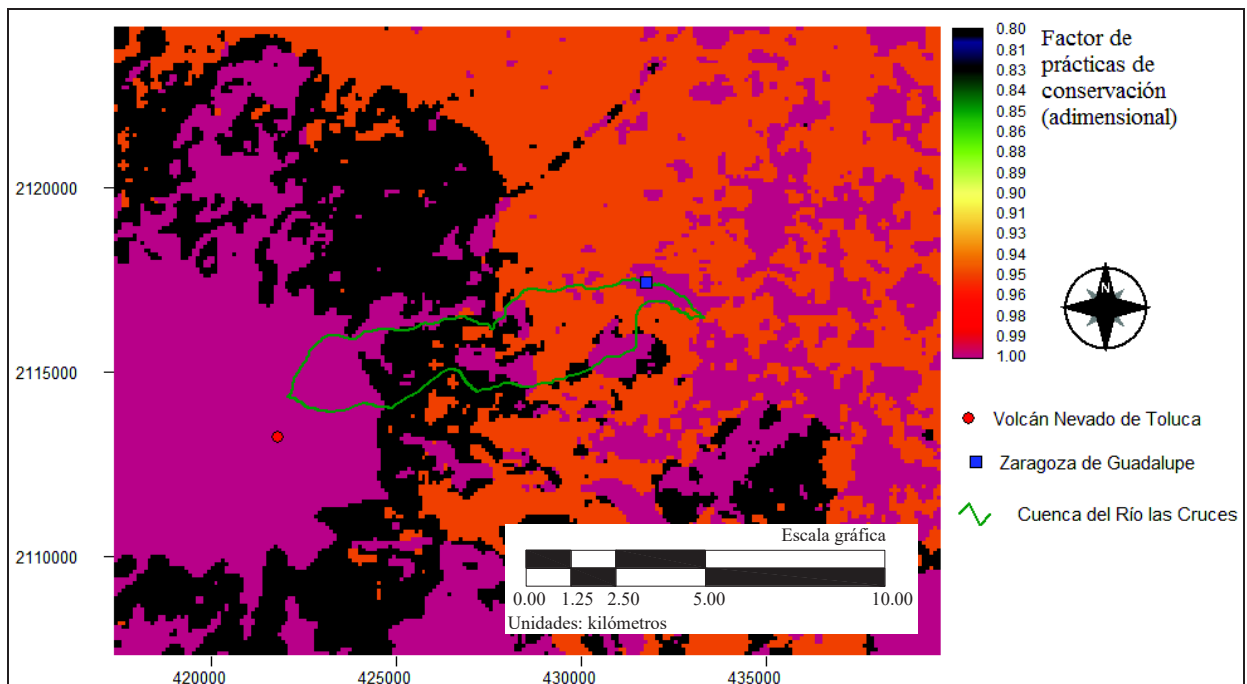


Figura 6.10. Valores de prácticas de conservación de la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.

Finalmente, los factores numéricos de longitud de pendiente y gradiente de pendiente se obtuvieron en base a los módulos *SLOPE* y *ASPECT* los cuales se muestran en la figura 6.11.

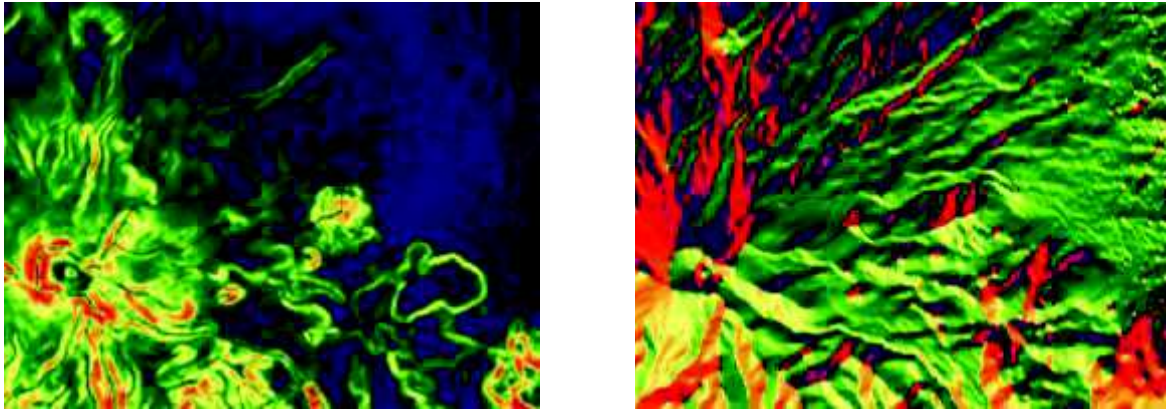


Figura 6.11. Valores de pendiente y aspecto (orientación) de la zona cercana a la cuenca del río Las Cruces.

Una vez digitalizados los parámetros de *R.U.S.L.E.* y en base a la metodología descrita en el capítulo anterior, se obtienen los valores de erosión media anual para cada subdivisión de la cuenca (píxeles con dimensiones de 100 m por 100 m) los cuales se muestran en la figura 6.12.

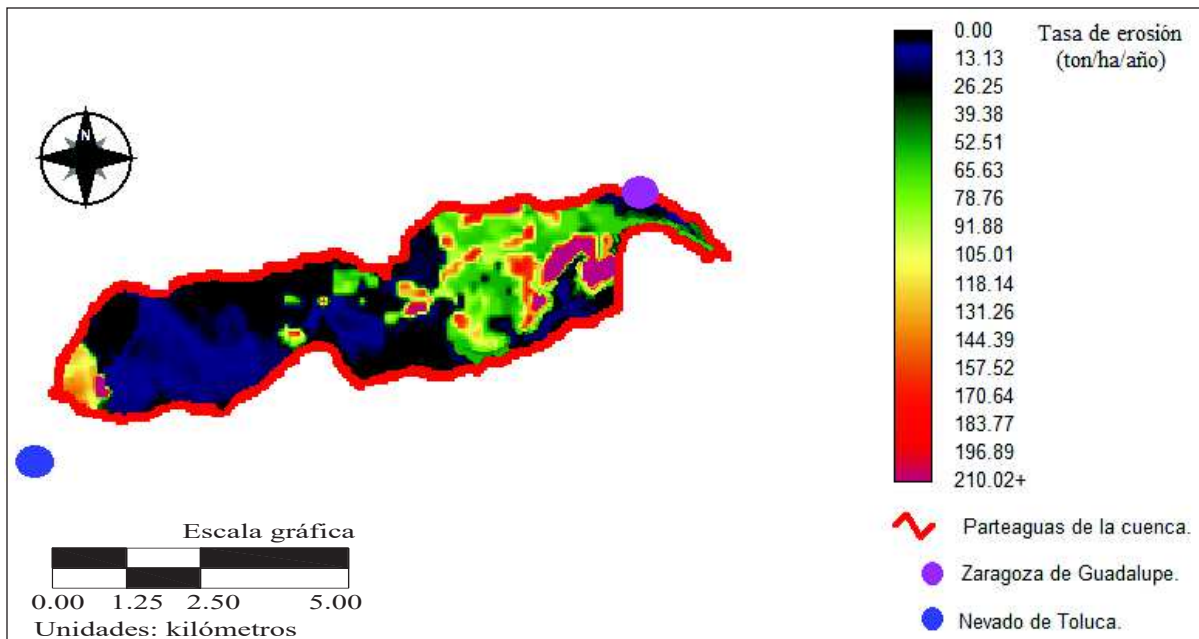


Figura 6.12. Valores medios de erosión en ton/ha/año dentro de la cuenca del río Las Cruces.

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO LAS CRUCES

La estimación de la erosión media para la cuenca del río Las Cruces y de las subcuencas de aporte, así como el valor de aporte de sedimentos para las mismas se presenta en la tabla 6.4.

Tabla 6.4. Estimación del aporte de sedimentos para la cuenca del río Las Cruces y las subcuencas de aporte.

Cuenca	Área	Erosión media	Erosión total	C.E.S. ASCE	Aporte de sedimentos	
	km ²	t/ha/año	t/año	%	t/año	
Cuenca del río Las Cruces	18.76	45.19	84,795.2	42.0	35,614.0	
Cuencas de aporte	1	1.82	143.45	26,107.9	57.0	14,881.5
	2	0.79	76.50	6,043.5	63.5	3,837.6
	3	1.94	84.56	16,404.6	56.0	9,186.6
	4	1.40	16.81	2,353.4	59.0	1,388.5
	5	2.38	16.42	3,908.0	53.0	2,071.2
	6	2.52	11.99	3,021.5	52.4	1,583.3
	7	10.15	20.90	21,213.5	44.5	9,440.0

6.3. EL CAUCE DEL RÍO LAS CRUCES

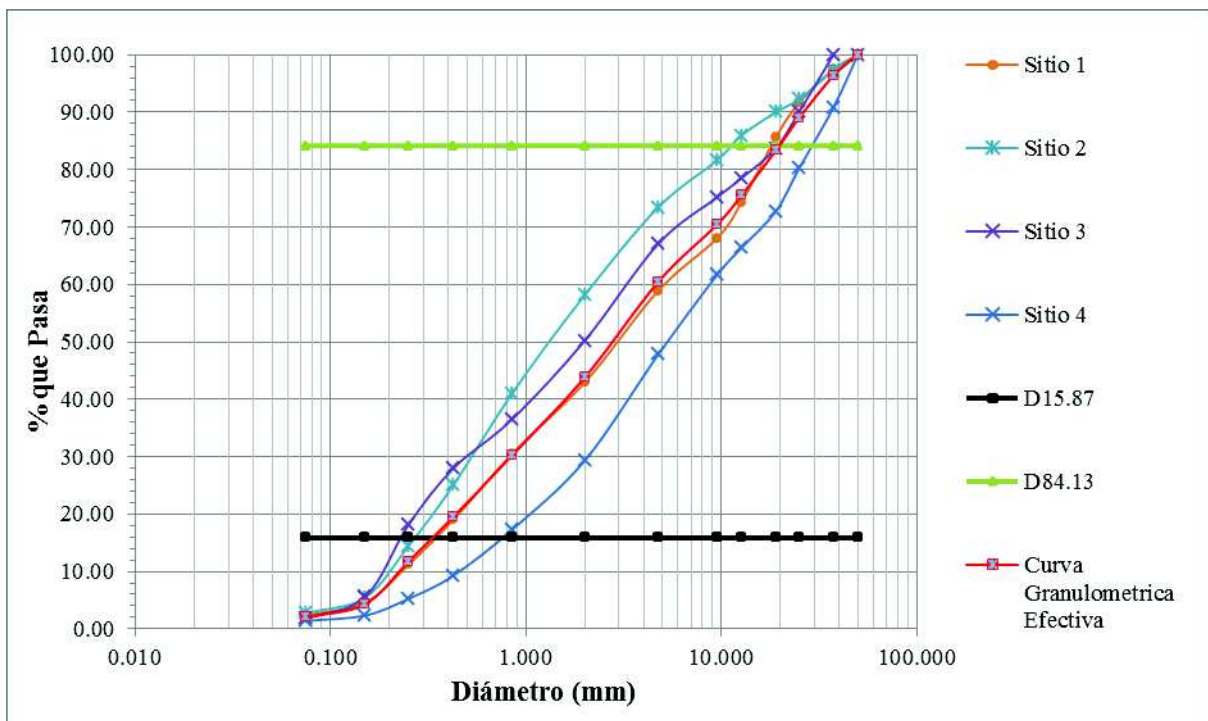


Figura 6.13. Curva granulométrica del material subsuperficial del lecho del río.

Con los valores obtenidos de la curva granulométrica efectiva (Figura 6.13.) se calculan los diámetros característicos (Tabla 3.13.). Estos diámetros se utilizan para definir parámetros estadísticos que pueden ayudar a precisar la distribución de los tamaños de las partículas.

Cuando un diámetro en específico se emplea para describir un fenómeno fluvial, a éste se le suele denominar diámetro efectivo.

Tabla 6.5. Diámetros característicos del material subsuperficial.

D_{Ω}	Diámetros (mm)
90	27.669
84.13	19.325
80	15.213
75	11.281
70	8.365
65	6.202
60	4.599
40	1.390
35	1.031
30	0.764
20	0.420
15.87	0.331
10	0.231

Con estos diámetros podemos calcular parámetros importantes para la caracterización del lecho del río, los cuales se muestran en la tabla 6.6.

Tabla 6.6. Características del sedimento del lecho del río.

Parámetro	Valor	Observación
D_{50} (mm)	2.53	El material se encuentra dentro la clasificación SUCS para arenas.
σ	7.64	Muestra que el material está bien graduado y la posibilidad de presentar acorazamiento del lecho.
Cu	19.90	Muestra la amplia distribución de tamaños de las partículas.

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL
RÍO LAS CRUCES

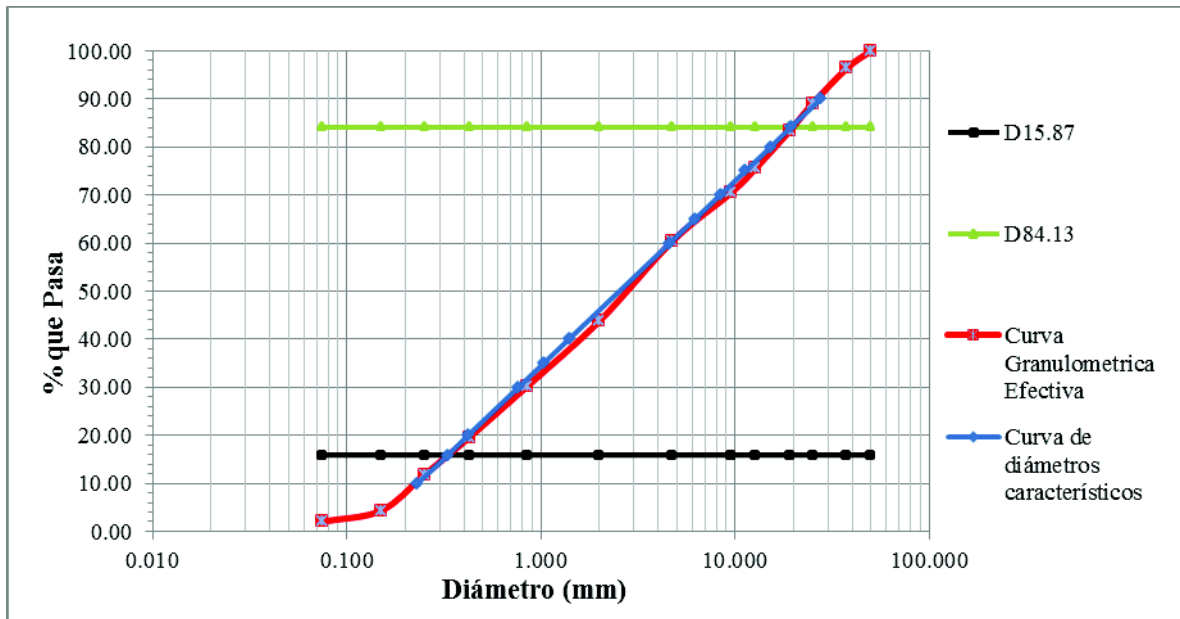


Figura 6.14. Comparación entre curva granulométrica efectiva y valores de diámetros característicos.

Con la metodología descrita en el capítulo anterior necesaria para la estimación de la densidad del material del lecho se obtienen los valores de peso específico (tabla 6.7.).

Tabla 6.7. Datos de peso específico del material del lecho.

Sitio	Muestra	Peso específico γ (t/m ³)
1	1A	2.420
	1B	2.410
	1C	2.440
2	2A	2.460
	2B	2.474
	2C	2.471
3	3A	2.521
	3B	2.511
	3C	2.551
4	4A	2.448
	4B	2.491
	4C	2.475
Promedio γ (t/m³)		2.473
Desviación estándar		0.041
Densidad relativa S_s		2.473

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL
RÍO LAS CRUCES

Como parte de los parámetros hidráulicos del cauce del río Las Cruces y de los cauces de aporte, el ancho total del cauce se estimó con imágenes satelitales que posteriormente fueron verificadas en campo; estas últimas fueron utilizadas para la realización de los cálculos de los parámetros hidráulicos (Tabla 6.8).

Tabla 6.8. Anchos de sección para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Ancho de la sección medido con imagen satelital.	Ancho de la sección medido en sitio.
	B (m)	B (m)
Río Las Cruces	8.77	8.55
1	4.32	4.45
2	4.34	4.60
3	4.33	4.40
4	3.56	3.95
5	3.31	3.45
6	2.58	2.90
7	6.72	6.90

Los parámetros hidráulicos de los cauces de análisis se calcularon con la metodología descrita en el capítulo anterior para los gastos medio ($T = 2$ años) y máximo ($T = 50$ años), los cuales se muestran en las tablas 6.9. y 6.10. respectivamente.

Tabla 6.9. Parámetros hidráulicos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río las Cruces (para caudales medios).

Cauce	Gasto (m^3/s)	Ancho B (m)	Tirante h (m)	Perímetro mojado (m)	Área hidráulica (m^2)	Radio hidráulico (m)
Las Cruces	0.098	1.399	0.123	1.645	0.172	0.105
1	0.004	0.265	0.043	0.351	0.011	0.032
2	0.010	0.412	0.057	0.525	0.023	0.044
3	0.010	0.426	0.058	0.542	0.025	0.046
4	0.007	0.358	0.052	0.462	0.019	0.040
5	0.013	0.474	0.062	0.598	0.029	0.049
6	0.013	0.489	0.063	0.615	0.031	0.050
7	0.054	1.018	0.101	1.219	0.102	0.084

Tabla 6.10. Parámetros hidráulicos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces (para caudales máximos).

Cauce	Gasto (m ³ /s)	Ancho B (m)	Tirante h (m)	Perímetro mojado (m)	Área hidráulica (m ²)	Radio hidráulico (m)
Las Cruces	5.654	8.550	0.205	8.960	1.754	0.196
1	0.238	4.450	0.053	4.556	0.236	0.052
2	0.548	4.600	0.076	4.753	0.351	0.074
3	0.585	4.400	0.078	4.556	0.343	0.075
4	0.422	3.950	0.087	4.123	0.342	0.083
5	0.717	3.450	0.128	3.705	0.440	0.119
6	0.759	2.900	0.163	3.227	0.474	0.147
7	3.059	6.900	0.171	7.242	1.181	0.163

6.4. TRANSPORTE DE FONDO

El transporte de sedimentos de fondo, se realiza con las consideraciones anteriormente planteadas en el capítulo 5 y en este capítulo, secciones, rugosidad, esfuerzo crítico, etc. Con dichos valores es posible determinar la hidráulica de los cauces de la cuenca del río Las Cruces. Las velocidades para cada cauce de aporte así como el régimen hidráulico se presentan a en la tabla 6.11.

Tabla 6.11. Velocidades del flujo y régimen hidráulico para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Velocidad (m/s)	Número de Froude	Régimen hidráulico
Las cruces	0.813	0.740	Subcrítico
1	0.259	0.399	Subcrítico
2	0.405	0.543	Subcrítico
3	0.540	0.717	Subcrítico
4	0.328	0.459	Subcrítico
5	0.437	0.561	Subcrítico
6	0.435	0.552	Subcrítico
7	0.710	0.715	Subcrítico

Con la metodología descrita en el capítulo anterior se estima la capacidad de transporte para el cauce del río Las Cruces y sus cauces de aporte, cuyos resultados se muestran en la tabla 6.12.

Tabla 6.12. Capacidades de transporte y volúmenes de sedimentos anuales para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Capacidad de transporte		Volumen
	kg/s	ton/año	m ³ /año
Las Cruces	6.78	21,837.7	8,830.4
1	0.88	534.832	216.2
2	4.53	4,298.9	1,738.3
3	1.29	1,262.9	510.7
4	1.58	1,310.5	530.1
5	4.61	5,036.3	2,036.5
6	3.91	4,404.4	1,781.0
7	8.58	2,0134.5	8,141.7

6.5. FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

Los fenómenos torrenciales para el caudal máximo de diseño se calcularon con la metodología descrita en el capítulo anterior y cuyos resultados se presentan a continuación.

Dadas las condiciones de pendiente y tipo de material del lecho, la concentración volumétrica de sólidos en los caudales de diseño se presenta en la tabla 6.13.

Tabla 6.13. Concentraciones volumétricas de sedimentos (Cv) para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	S	Ø	Δ	Cv
Las Cruces	11.45%	34°	1.473	13.89%
1	8.00%	34°	1.473	9.14%
2	18.22%	34°	1.473	25.14%
3	7.76%	34°	1.473	8.83%
4	9.86%	34°	1.473	11.63%
5	16.93%	34°	1.473	22.76%
6	14.91%	34°	1.473	19.27%
7	16.19%	34°	1.473	21.45%

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL
RÍO LAS CRUCES

En base a la concentración volumétrica anteriormente calculada se obtienen los valores de concentración lineal, los cuales son utilizados en el cálculo de los esfuerzos de corte y el cálculo de caudales sólidos.

Tabla 6.14. Concentración lineal para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	C_m	C_v	λ
Las cruces	0.615	13.89%	1.56
1	0.615	9.14%	1.13
2	0.615	25.14%	2.88
3	0.615	8.83%	1.10
4	0.615	11.63%	1.35
5	0.615	22.76%	2.54
6	0.615	19.27%	2.12
7	0.615	21.45%	2.38

La modificación de las características físicas del agua debido a la concentración de sedimentos para el cauce principal y los cauces de aporte calculada en base a la metodología descrita en el capítulo anterior se observa en las tablas 6.15 y 6.16 en donde se observa la modificación de la viscosidad dinámica (viscosidad aparente) y la densidad de la mezcla agua-sedimento respectivamente.

Tabla 6.15. Estimación de la viscosidad aparente de la mezcla agua sedimento para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Subcuenca	C_v	ν	μ	μ_a	% μ_a/μ
		m^2/s	$kg/m*s$	$kg/m*s$	
Las cruces	13.89%	0.00000114	0.001139	0.001901	166.86%
1	9.14%	0.00000114	0.001139	0.001571	137.95%
2	25.14%	0.00000114	0.001139	0.003259	286.09%
3	8.83%	0.00000114	0.001139	0.001553	136.34%
4	11.63%	0.00000114	0.001139	0.001732	152.07%
5	22.76%	0.00000114	0.001139	0.002870	252.02%
6	19.27%	0.00000114	0.001139	0.002416	212.08%
7	21.45%	0.00000114	0.001139	0.002686	235.80%

Tabla 6.16. Densidad de la mezcla en función de la concentración volumétrica para los cauces de aporte y el cauce principal del río Las Cruces.

Subcuenca	Cv	ρ (kg/m ³)	μ_m (kg/m ³)
Las Cruces	13.89%	1,000	1,204.46
1	9.14%	1,000	1,134.54
2	25.14%	1,000	1,370.06
3	8.83%	1,000	1,129.97
4	11.63%	1,000	1,171.19
5	22.76%	1,000	1,335.03
6	19.27%	1,000	1,283.65
7	21.45%	1,000	1,315.74

Para el gasto máximo de diseño (con periodo de retorno de 50 años), las velocidades para el cauce principal y los cauces de aporte así como el régimen hidráulico se presentan en la tabla 6.17.

Tabla 6.17. Velocidad del flujo y régimen hidráulico para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Velocidad (m/s)	Número de Froude	Régimen hidráulico
Las Cruces	5.65	2.27	Supercrítico
1	0.24	1.40	Supercrítico
2	0.55	1.80	Supercrítico
3	0.58	1.95	Supercrítico
4	0.42	1.34	Supercrítico
5	0.72	1.46	Supercrítico
6	0.76	1.27	Supercrítico
7	3.06	2.00	Supercrítico

La tasa de corte, necesaria para estimar el esfuerzo de corte sobre el lecho del cauce se estima con la metodología descrita en el capítulo anterior. La tasa de corte para el cauce del río Las Cruces, así como para sus cauces de aporte se presenta en la tabla 6.18.

Tabla 6.18. Estimación de la tasa de corte du/dh (U/h) para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Tirante h (m)	U/h (s ⁻¹)
Las Cruces	5.654	5.65	0.205	15.712
1	0.238	0.24	0.053	19.043
2	0.548	0.55	0.076	20.450
3	0.585	0.58	0.078	21.821
4	0.422	0.42	0.087	14.273
5	0.717	0.72	0.128	12.777
6	0.759	0.76	0.163	9.814
7	3.059	3.06	0.171	15.138

En base a la metodología descrita en el capítulo anterior para el cálculo de los esfuerzos de corte producidos por la mezcla agua-sedimento sobre el lecho del cauce, los parámetros necesarios para su estimación y los valores de interés se presentan en las tablas 6.19. y 6.20. respectivamente.

Tabla 6.19. Esfuerzos críticos para el material del lecho, viscosidades aparentes y parámetros turbulento-dispersivo para para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	τ_c (N/m ²)	μ_a (kg/m*s)	U/h (s ⁻¹)	δ (kg/m)
Las Cruces	14.81	0.001901	15.71	8.50
1	14.81	0.001571	19.04	0.54
2	14.81	0.003259	20.45	1.34
3	14.81	0.001553	21.82	1.16
4	14.81	0.001732	14.27	1.47
5	14.81	0.002870	12.78	3.65
6	14.81	0.002416	9.814	5.76
7	14.81	0.002686	15.14	6.48

Los valores del esfuerzo actuante sobre el lecho para las subcuencas de aporte del río Las Cruces se presentan en la tabla 3.29.

Tabla 6.20. Esfuerzos actuantes sobre el lecho de los cauces analizados.

Cauce	τ (N/m ²)	τ (kg/m ²)
Las cruces	2,112.64	215.36
1	209.25	21.33
2	577.12	58.83
3	565.81	57.68
4	315.09	32.12
5	611.30	62.31
6	569.62	58.07
7	1,499.85	152.89

Finalmente la capacidad de transporte de fenómenos torrenciales estimada como marca el capítulo anterior se muestra en la tabla 6.21., los caudales sólidos mostrados se expresan en peso húmedo y en peso seco. En base a estos últimos valores, la capacidad de transporte anual en volumen se presenta en la tabla 6.22 para el cauce principal y sus cauces de aporte.

Tabla 6.21. Capacidad de transporte de sedimentos estimada mediante fenómenos torrenciales.

Cauce	gs' (kg/s*m)	gs (kg/s*m)
Las Cruces	279.53	469.29
1	7.66	12.87
2	50.04	84.00
3	34.67	58.22
4	15.07	25.29
5	51.85	87.05
6	43.27	72.65
7	195.18	327.68

Una vez identificada la capacidad de transporte de sedimentos debido a fenómenos torrenciales, la caracterización de dichos fenómenos se hace calculando los parámetros Turbulento-Dispersivo, Dispersivo-Viscoso y el Número de Bagnold con los datos obtenidos previamente y en base a los límites marcados de clasificación se puede identificar el fenómeno que ocurre en los cauces analizados en los eventos críticos torrenciales tal como se muestra en la tabla 6.23.

Tabla 6.22. Capacidad anual de transporte de sedimentos estimada para un evento crítico de mediante fenómenos torrenciales.

Cauce	g_s (kg/s.m)	B efectivo (m)	Duración (s)	Volumen (m ³)
Las cruces	469.29	8.55	4,140	6,717.26
1	12.87	4.45	1,908	44.18
2	84.00	4.60	648	101.25
3	58.22	4.40	1,836	190.18
4	25.29	3.95	1,044	42.18
5	87.05	3.45	1,836	222.95
6	72.65	2.90	1,224	104.27
7	327.68	6.90	2,196	2,007.76

Tabla 6.23. Caracterización de los fenómenos torrenciales.

Cauce	Parámetros de caracterización			Esfuerzos dominantes	Tipo de fenómeno
	T_D	D_V	No. de Bagnold		
Las Cruces	22,239.09	528.63	110.07	Turbulentos	Flujo hiperconcentrado turbulento.
1	2,673.05	335.20	113.46		
2	1,026.48	2,349.23	194.75		
3	6,057.23	365.90	128.45		
4	5,137.16	359.46	93.01		
5	3,567.14	1,148.59	114.45		
6	8,126.91	610.63	80.18		
7	7,254.35	1,187.07	131.04		

La importancia de conocer el tipo de fenómeno predominante que se presenta en una cuenca torrencial de este tipo es poder plantear las mejores medidas preventivas ante la ocurrencia de dichos fenómenos.

6.6. MODELACIÓN SUPERVISADA

La modelación del transporte de sedimentos para cauces de alta pendiente realizada en el río Las Cruces obedece a una primera estimación del volumen anual de sedimentos que el cauce

transporta río abajo para el futuro planteamiento de obras de protección. Para este propósito es necesario que la caracterización y modelación del río las Cruces sea supervisada con respecto a las condiciones actuales del sitio de estudio.

Los efectos provocados por la alteración del medio natural del río debido a las actividades del hombre, ponen a disposición del cauce gran cantidad de sedimentos que en conjunto con la excepcional capacidad de transporte del río las cruces han hecho que los efectos sean cada vez más notorios en la infraestructura hecha por el hombre cerca de este cauce.

La pérdida de recursos naturales (agua y suelo), así como las pérdidas económicas y de infraestructura que se produce cada año en la época de lluvias es incuestionable (Figura 6.15). Estas situaciones requieren un análisis de la relación entre disponibilidad y capacidad de transporte de sedimentos tal como se realizó en este trabajo a fin de poder establecer medidas para su control.



Figura 6.15. Efectos del arrastre de sedimentos sobre el cauce del río Las Cruces; fotografía tomada en Marzo de 2013. Nótese la capa de sedimentos no cohesivos en el lecho del río disponibles para ser transportados y la capacidad de arrastre del tramo.

Algunos fenómenos particulares, como aquellos de la hidráulica torrencial no pueden ser representados en su totalidad por la teoría fluvial convencional debido a las grandes cantidades de sedimentos transportadas por el cauce principal tal como muestra la figura 6.16.



Figura 6.16. Depósitos de sedimentos en las márgenes del río Las Cruces, indicando la capacidad de transporte.

En la figura 6.17, se muestra la deposición de sedimentos en presa de gaviones ubicada en el cauce. Se aprecia que la presa de gaviones ha llegado al 100% de su capacidad en 4 meses durante el inicio del periodo de lluvias haciéndose evidente la gran capacidad de transporte del cauce.



Figura 6.17. Imagen izquierda: fotografía tomada en Marzo de 2013. Imagen derecha: fotografía tomada en Junio de 2013.

La gran capacidad de transporte del río Las Cruces hace evidente la necesidad de analizar el problema seriamente desde una perspectiva diferente a la convencional para establecer medidas de protección que sean acordes a las condiciones del sitio (Figura 6.18.).



Figura 6.18. Presa de gaviones ubicada en el cauce del río Las Cruces que ha fallado debido al arrastre de material en su cimentación (socavación). Nótese que aguas abajo se identifican remanentes de una estructura similar totalmente colapsada.

La erosión de la cuenca, es un proceso natural que pone a disposición del cauce gran cantidad de sedimentos que pueden o no llegar a la parte más baja de la cuenca (Figura 6.19).



Figura 6.19. Márgenes del río Las Cruces, arena y grava susceptibles de ser arrastrados contribuyendo en gran medida al volumen anual de sedimentos.

Cuando la erosión es inducida por el hombre, ya sea por cambios de uso de suelo o por la sobreexplotación de recursos naturales, la disponibilidad de sedimentos aumenta de manera considerable (Figura 6.20.).



Figura 6.20. Banco de materiales (explotación de tepojal) ubicado en las márgenes del río Las Cruces; como gran fuente de sedimentos que se ponen a disposición del cauce para su transporte.

Finalmente, cabe mencionar la importancia de que las condiciones actuales de erosión y transporte de sedimentos tanto de la cuenca como del río Las Cruces verificadas en campo se ha comprobado de manera cuantitativa con la aplicación de la metodología planteada y por medio de los resultados obtenidos en este trabajo.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los procesos de erosión y transporte de sedimentos en ríos son naturales, pero las modificaciones al medio ambiente producidas por la presencia antrópica modifican dichos ciclos naturales aumentando los volúmenes disponibles de sedimentos que pueden estar sujetos a transporte.

REFERENTE A LA EROSIÓN

Los valores de erosión obtenidos reflejan el estado crítico de pérdida de suelo que sufre la cuenca del río Las Cruces, un estado considerado como grave por la cantidad de suelo perdido año con año en esta cuenca. En un estudio realizado por García *et al*, (2010) sobre la erosión y sedimentación de la cuenca Alta del Río Lerma, la erosión que se estimó con el método *R.U.S.L.E.* arroja valores de erosión para la zona circundante del río Las Cruces del orden de 30 a 80 ton/ha/año, por lo cual, el valor medio de erosión obtenido para la cuenca del río Las Cruces en este trabajo de 45.19 ton/ha/año, cabe perfectamente dentro de este rango.

Además, los valores de erosión media obtenidos en la cuenca del río Las Cruces son 450% mayores que el valor máximo recomendado por la FAO (1988) de 10 ton/ha/año para la protección de suelos en cuencas.

Debido a que un río de alta pendiente es capaz de transportar tanto material como a él llegue, en este trabajo tomamos en cuenta que en condiciones normales dicho río no puede transportar cantidades mayores de sedimentos a los que la erosión de la cuenca le proporciona, es decir, la capacidad de transporte de sedimentos la limitaremos únicamente por la disponibilidad de los

mismos, en este caso, tomando en consideración los datos obtenidos de la tabla 6.4., anualmente se dispondrían de los siguientes volúmenes de sedimentos:

Tabla 7.1. Volúmenes anuales de sedimentos disponibles en la cuenca del río Las Cruces y sus subcuencas.

Cuenca		Área	Disponibilidad de sedimentos	
		km ²	t/año	m ³ /año
Cuenca de Las Cruces		18.76	35,614.0	14,406.6
Cuencas de aporte	1	1.82	14,881.5	6,020.0
	2	0.79	3,837.6	1,552.4
	3	1.94	9,186.6	3,716.3
	4	1.40	1,388.5	516.7
	5	2.38	2,071.2	837.9
	6	2.52	1,583.3	649.2.5
	7	10.15	9,440.0	3,818

REFERENTE AL CAUCE DEL RÍO LAS CRUCES

Por otro lado, los resultados obtenidos para la estimación de los diámetros representativos del lecho del río fueron satisfactorios en cuanto a la variedad de tamaños que se encontraron en el cauce. Dicha variabilidad es justificada con el valor de desviación estándar de los tamaños en las muestras obtenidas. Aun cuando dentro de las muestras no pudieron representarse las partículas de mayor tamaño (gravas gruesas, cantos rodados, bolos y rocas) el tamaño seleccionado D₅₀ fue aquel que representa de mejor manera el transporte de sedimentos.

Contemplar tamaños de partículas grandes fue importante para la estimación del esfuerzo cortante crítico del material del lecho, el cual al no ser uniforme, debía representar la influencia de todos los tamaños de partículas.

De manera similar, la densidad relativa del material de lecho del río, el ángulo de fricción interna del material y la rugosidad del lecho están dentro de los rangos establecidos por la distinta bibliografía para materiales granulares, no cohesivos y no uniformes.

La geometría y el comportamiento hidráulico del cauce del río así como de sus cauces de aporte se estimaron de manera aceptable a falta de datos topográficos y secciones transversales representativas del río Las Cruces.

REFERENTE AL TRANSPORTE DE FONDO

La modelación del transporte de sedimentos de fondo para la cuenca del río Las Cruces se realizó mediante la aplicación del modelo de transporte de Schoklitsch para el cual no hay límite de aplicación de su fórmula y cuyos resultados aplicados a la cuenca del río, así como a sus subcuencas de aporte entran dentro del rango de disponibilidad de sedimentos marcado por los resultados de la estimación de la erosión mediante la *R.U.S.L.E.* El transporte de fondo fue evaluado en función del caudal crítico del cauce, el cual tiene una dependencia proporcional al diámetro representativo de las partículas del fondo e inversamente proporcional a la pendiente del cauce. Finalmente, el transporte de fondo se valúa mediante la diferencia de caudal actuante y de caudal crítico en proporción a la pendiente del cauce.

Los resultados obtenidos de transporte de fondo muestran la gran capacidad del cauce para mover el material del fondo, aportando grandes volúmenes de sedimento fuera de la cuenca de aporte. Los cuales son válidos con respecto a la disponibilidad de material en la cuenca. Dichos volúmenes anuales de transporte se presentan en la tabla 7.2.

Tabla 7.2. Volúmenes anuales de sedimentos transportados en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces (transporte de fondo).

Cauce	Capacidad de transporte		
	kg/s	ton/año	m ³ /año
Las Cruces	9.50	30,625.90	12,384.11
1	0.22	127.63	51.61
2	1.85	1,743.70	705.10
3	0.54	517.84	209.40
4	0.56	449.59	181.80
5	2.17	2,360.36	954.45
6	1.90	2,125.33	859.41
7	8.74	20,471.29	8,277.92

La relación entre capacidad y disponibilidad de sedimentos se presenta en la tabla 7.3.

Tabla 7.3. Relación entre capacidad de transporte y disponibilidad de sedimentos para el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Capacidad	Disponibilidad	Capacidad / Disponibilidad
	m ³ /año	m ³ /año	%
Las Cruces	12,384.11	14,406.95	86.0%
1	51.61	6,020.03	0.9%
2	705.10	1,552.44	45.4%
3	209.40	3,716.26	5.6%
4	181.80	561.69	32.4%
5	954.45	837.87	113.9%
6	859.41	640.48	134.2%
7	8,277.92	3,818.77	216.8%

Es de notar que, los volúmenes de sedimentos estimados mediante el método de Schoklitsch oscilan alrededor del valor de disponibilidad de sedimentos salvo para las subcuencas 5, 6 y 7, esto debido a que probablemente para pendientes muy pronunciadas el modelo de Schoklitsch sobreestima las tasas de transporte, o bien, los valores de erosión media estimados para dichas cuencas de aporte se subestiman por considerarse una cobertura vegetal uniforme, lo cual no es del todo cierto pues las condiciones actuales del bosque sobre las faldas del volcán Nevado de Toluca se encuentran muy deterioradas.

La estimación de transporte de sedimentos puede por tanto ser un poco mayor de la estimada por *R.U.S.L.E.* para condiciones particulares.

Finalmente, cabe mencionar que las cuencas de aporte que de manera particular requieren de mayor atención para evitar la pérdida de suelos son las subcuencas 5, 6 y 7.

REFERENTE AL TRANSPORTE DE FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

El transporte torrencial se estimó de manera sencilla aplicando las teorías de Takahashi *et al*, (1992), de O'brien y Julien (1985) y Bagnold (1966), con base en el esfuerzo cortante que se produce en el lecho del río para las condiciones específicas de pendiente y caudal. Los cálculos realizados demostraron que, la concentración de sedimentos en el agua modificó de manera importante sus características físicas y por consiguiente, el comportamiento de la mezcla agua - sedimento.

Los esfuerzos cortantes obtenidos para este tipo de fenómenos son de gran magnitud comparados con aquellos que se obtienen dentro del régimen fluvial para las mismas condiciones hidráulicas; dicha comparación se realiza en la tabla 7.4.

Tabla 7.4. Relación entre esfuerzos cortantes de fondo para caudales máximos en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Esfuerzo Fluvial	Esfuerzo Torrencial	Esfuerzo torrencial / Esfuerzo fluvial
	N/m ²	N/m ²	
Las Cruces	219.90	2,112.64	960.73%
1	40.63	209.25	514.98%
2	132.11	577.12	436.87%
3	57.37	565.81	986.19%
4	80.17	315.09	393.02%
5	197.28	611.30	309.87%
6	214.76	569.62	265.24%
7	258.98	1,499.85	579.14%

En esta investigación se consideró como duración del evento torrencial crítico el tiempo de concentración de cada subcuenca de aporte a fin de calcular el volumen arrastrado y se comparó con la disponibilidad de sedimentos de cada cuenca. El resultado se muestra en la tabla 7.5.

Tabla 7.5. Relación entre capacidad de transporte y disponibilidad de sedimentos para fenómenos torrenciales en el cauce principal y los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Capacidad	Disponibilidad	Capacidad / Disponibilidad
	m ³ /año	m ³ /año	%
Las Cruces	6,717.26	14,401.13	46.64%
1	44.18	6,017.59	0.73%
2	101.25	1,551.81	6.52%
3	190.18	3,714.76	5.12%
4	42.18	561.47	7.51%
5	222.95	837.53	26.62%
6	104.27	640.22	16.29%
7	2,007.76	3,817.23	52.60%

La cantidad de sedimentos transportados por fenómenos torrenciales es impresionante, teniendo en cuenta que estos fenómenos ocurren de manera instantánea, impredecible, aleatoria y de lapsos de ocurrencia muy cortos, la capacidad de transporte de estos fenómenos es un factor que debe tomarse con gran seriedad por su gran capacidad destructiva.

Se puede observar que la cuenca principal puede movilizar el 46.64% de los sedimentos disponibles en 1.15 horas. Por el contrario, las subcuencas tienen comportamientos diferentes, siendo las cuencas 5, 6 y 7 las que tienden a reaccionar de manera también impactante. Para efectos de diseño de obras de protección contra fenómenos torrenciales se aconseja utilizar los valores de fuerza tractiva obtenidos de la teoría torrencial mostrados en la tabla 7.4.

REFERENTE AL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

El diseño de obras de protección en ríos tales como correcciones de cauces, bordos, presas pequeñas, presas rompe picos, etc., depende de la importancia de la obra y de las posibles pérdidas asociadas a su falla. El periodo de retorno recomendado así como los caudales asociados para el diseño de dichas obras es en promedio de 50 años.

Para cauces de alta pendiente, las obras de protección, normalmente están orientadas al rompimiento de caudales pico y la retención de azolves. La Comisión Nacional del Agua a

través del Manual de Ingeniería de Ríos recomienda utilizar la teoría fluvial estimando el transporte de fondo y/o el transporte total de fondo para el diseño de dichas obras de protección.

En este trabajo se muestra que la teoría fluvial convencional no es del todo útil para el diseño de dichas obras de protección, pues los esfuerzos de corte estimados mediante dicha teoría son superados de manera significativa por los esfuerzos de corte estimados mediante la teoría torrencial; lo cual nos da pauta de pensar que el diseño de las obras de protección en cauces de alta pendiente debería replantearse y considerar la ocurrencia de fenómenos torrenciales. Lo anterior se puede ejemplificar con la figura 7.1. en donde, para el cauce del río Las Cruces se estimaron los esfuerzos de corte tanto de la teoría fluvial como para la teoría torrencial en distintos periodos de retorno.

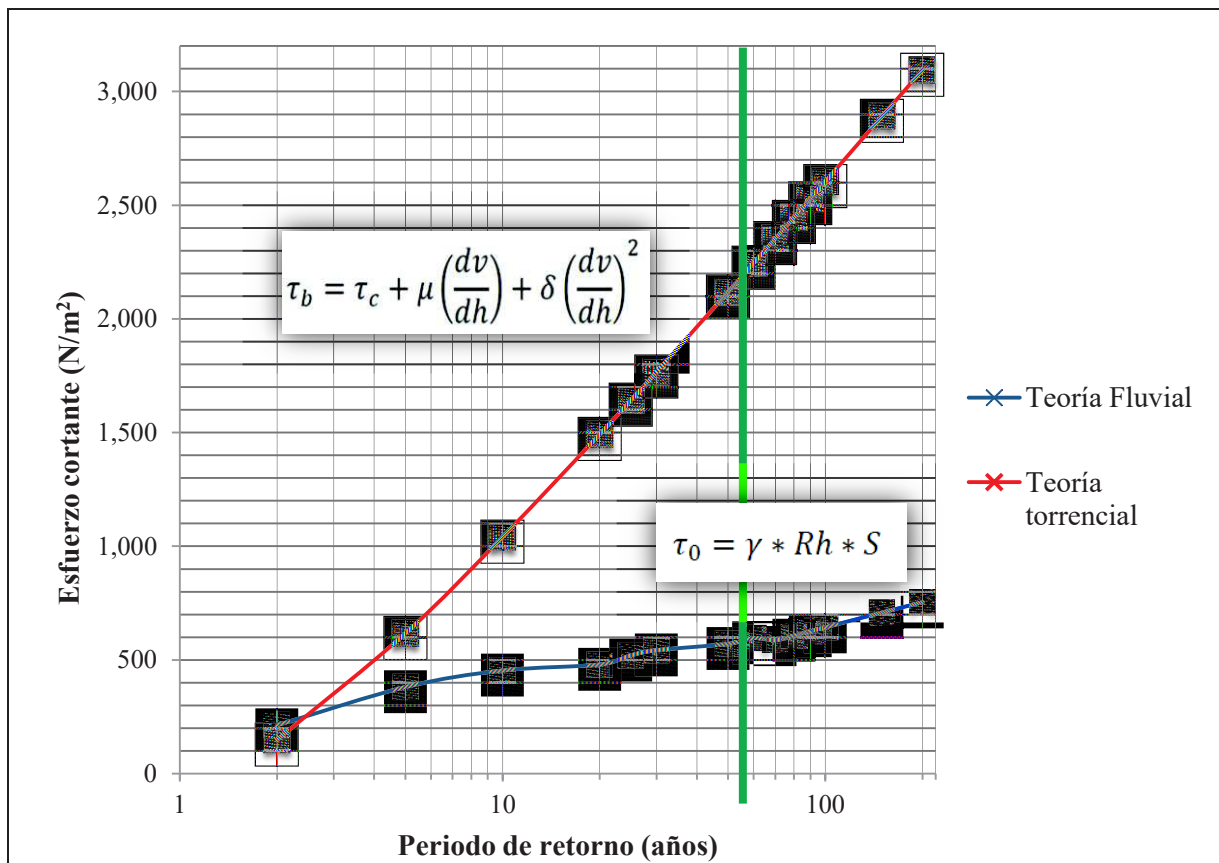


Figura 7.1. Variación del esfuerzo cortante de fondo para distintos periodos de retorno para las teorías fluvial y torrencial consideradas en el diseño de obras de protección.

Por otro lado, este estudio se verificó que los volúmenes de sedimentos obtenidos para los dos regímenes de transporte de sedimentos, ya sea en el régimen fluvial o en el régimen torrencial, están estrechamente relacionado con los volúmenes anuales de erosión; esto significa que se realizó un balance de masa más realista en comparación al que se hubiese realizado solo en el cálculo de la capacidad de transporte.

Finalmente, existe la posibilidad de que, el volumen de sedimentos transportados sea mucho mayor que el volumen disponible de los mismos en la cuenca de aporte; desde el punto de vista de la capacidad de transporte de sedimentos que tiene un río de alta pendiente, dicha situación sería posible cuando además de la ocurrencia del fenómeno de transporte existiera erosión en los márgenes y el lecho del río provocando el aporte de grandes cantidades adicionales de sedimentos que no provienen de la cuenca, sino del cauce mismo. Esto se tendría que cuantificar con métodos para la estimación de erosión general o localizada en ríos (socavación) a fin de considerar dichos aportes en la estimación del volumen de sedimentos para cauces de alta pendiente,.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La estimación del transporte de sedimentos para cauces de alta pendiente está limitada a modelos empíricos, los cuales fueron obtenidos para condiciones hidráulicas específicas que difícilmente se comparan con los cauces donde se requieren aplicar. En este trabajo se utilizó el modelo de transporte de sedimentos de fondo de Schoklitsch el cual fue el que mejor se ajustó a las características del cauce del río Las Cruces.
2. Los valores de entrega de sedimentos por erosión en cuencas se obtienen de manera confiable mediante el uso de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada (*R.U.S.L.E.*), siempre que se definan de la manera más exacta posible los parámetros que intervienen en el fenómeno.
3. La erosión en cuencas de alta pendiente aporta grandes cantidades de sedimentos a los cauces de drenaje de las cuencas hidrográficas, modifican de manera importante la morfología del río y afectan en gran medida la infraestructura hecha por el hombre tal como se observa en los valores de erosión obtenidos para la cuenca del río Las Cruces; hecho por el cual debe ponerse especial atención para evitar la pérdida de suelos.
4. La modelación del transporte de sedimentos mediante métodos convencionales no es apropiada para estimar la cantidad de sedimentos que son aportados por cuencas de alta pendiente. En este trabajo se utilizó una metodología basada en la fuerza tractiva de una mezcla no-newtoniana para modelar fenómenos torrenciales, los cuales muestran que el esfuerzo de corte estimado bajo la teoría fluvial es claramente inferior al esfuerzo estimado mediante la teoría reológica torrencial; además de que la cantidad de sedimentos transportada es notablemente superior.
5. Para un ingeniero de ríos es completamente necesaria la representación del material del cauce que se desea modelar mediante la obtención de muestras representativas que incorporen la mayoría de los tamaños de las partículas del cauce. Se recomienda realizar

dicha tarea a través de métodos que no representen elevados costos de inversión y tiempo.

6. El aporte de sedimentos puede definirse como el producto de la capacidad de transporte y la disponibilidad de sedimentos. Para cauces de alta pendiente, la capacidad de transporte es inherente al cauce, así como la disponibilidad de sedimentos a la cuenca de aporte. Si el objetivo del ingeniero de ríos es disminuir el aporte de sedimentos en cauces de alta pendiente, la variable más sencilla de controlar, es la disponibilidad de sedimentos que produce la cuenca de aporte.
7. La capacidad de transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente está íntimamente relacionada con la disponibilidad de sedimentos en su cuenca de aporte; el contraste entre ambos valores permite realizar un balance de masa más apegado a la realidad.
8. La implementación de medidas estructurales y no estructurales para la protección del agua y suelo, debe plantearse de manera integral a lo largo de toda la cuenca del río Las Cruces. Las medidas estructurales deben tener como parte de sus parámetros de diseño, el aporte de sedimentos y la capacidad de transporte del cauce, datos que han sido obtenidos en este estudio. Por otra parte, las medidas no estructurales, deben incluir planes de operación y mantenimiento de infraestructura hidráulica, planes de cuidado y conservación de la cuenca y programas de reordenamiento territorial.
9. Con respecto a la capacidad de transporte, las medidas estructurales recomendadas para su implementación son: presas pequeñas para retención de sólidos; zampeado seco para protección de márgenes de los cauces y presas abiertas para la selección de bolos y detritos. Éstas deben ser implementadas a lo largo del cauce principal y principalmente sobre los cauces de las cuencas de aporte 5, 6 y 7.
10. Con respecto a la erosión, las medidas estructurales recomendadas son: reforestación para reforzar la cobertura vegetal del suelo; terraceo para disminuir la pendiente del terreno; barreras vivas para evitar el paso de sedimentos y el zurcado al contorno para evitar la pérdida de suelo agrícola. Éstas deben ser implementadas a lo largo de toda la cuenca del río Las Cruces poniendo especial atención a las subcuencas 1, 2, 3 y 7.
11. Para el diseño de obras de protección se recomienda utilizar la teoría torrencial en conjunto con tormentas con un periodo de retorno de 50 años con el fin de estimar la los esfuerzos de corte en el fondo del cauce y los volúmenes de sedimentos transportados.

REFERENCIAS

- Ackers, P. y White. W. R. (1973). Sediment Transport: new approach and analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 99, Pp 2041-2060.
- Aparicio Mijares, F. J. (2011). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa. Pp 203-238.
- Arnal Simón, L. (2005). *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. Trillas. Pp. 530 – 600.
- Bagnold, R. A. (1954). Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proceedings of the royal society of London* 225. Pp 49-63.
- Bagnold, R. A. (1966). *An approach to the Sedimento Transport Problem from General Physics*. U. S. Department of interior. USA.
- Bagnold, R. A. (1980). An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers. *Proceedings of the royal society of London*. Vol. 372.
- Batalla, R. J. y Sala, M. (1996). Impact of land use practices on the sediment yield of a partially disturbed Mediterranean catchment. *Zeitschrift für Geomorphologie*, 107. Pp 79-93.
- Bateman, E., Medina, M., Steiner, F., Velasco, D. (2006). Estudio experimental sobre flujos granulares hiperconcentrados. XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
- Bell F., C. (1969). “Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships”, *Proceedings of the ASCE, Journal Hydraulics Division*, Vol. 95, No. Hy1, Paper 6357.
- Bravo Espinosa M., Osterkamp W. R. y Lopes V. L. (2004). Transporte de sedimentos en corrientes naturales: Revisión técnica de ecuaciones empíricas de predicción del arrastre de sedimento de fondo. *Terra Latinoamericana* Vol. 22, No. 3. Pp 377-380.
- Brea, J. M., Spalletti, L., Hopwood, H. J., Spalletti, P. (2005). Conceptos y aplicaciones sobre flujos densos en la hidráulica de ríos. *Revista Ingeniería del Agua*. Vol. 12, No. 3. Pp 1-12.
- Campos Aranda, D. F. (1983). “Procesos del ciclo hidrológico”, Universidad Autónoma de San Luís Potosí, San Luís Potosí.

REFERENCIAS

-
- Campos Aranda, D. F. (1992). Capítulo 4 “Precipitación” y Anexos A, B y C del libro “Procesos del Ciclo Hidrológico”, Universidad Autónoma de San Luís Potosí, San Luís Potosí.
 - Campos Aranda, D. F. (2011). Estimación y aprovechamiento del escurrimiento. Universidad Autónoma de San Luís Potosí, San Luís Potosí. Pp 105-162.
 - Castillo Navarro, L. F. (2006). Aplicación de un modelo numérico de flujos de escombros y lodos en una quebrada en el Perú. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Perú. Pp 14-58.
 - Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales abiertos. McGraw Hill. Pp 107-113.
 - CONAGUA (1996). Inicio de Movimiento y acorazamiento. Capítulo 8 del Manual de Ingeniería de Ríos. Comisión Nacional del Agua, México.
 - Costa, J. E. (1988). Rheologic, geomorphic, and sedimentologic differentiation of water floods, hyperconcentrated flows, and debris flows. Flood Geomorphology. John Wiley & Sons New York. 1988. Pp 113-122.
 - Coussot, P., y Meunier, M. (1996). Recognition, classification and mechanical description of debris flows. Earth-science Reviews, 40. Elsevier Science B. V. Pp 209-227.
 - Crean (2004). IDRISI Kilimanjaro, “Guía para SIG y Procesamiento de Imágenes, Traducción del Manual de la versión 14.00 (Eastman 2003)”, por el Centro de Relevamiento y Evaluación de Recursos Agrícolas y Naturales (CREAN), Córdoba, Argentina. Pp 312.
 - Cruickshank, V. C. y García Flores, M. (1976). Determinación del inicio de arrastre para material suelto con granulometría extendida. Memorias del IV Congreso nacional de hidráulica. Vol. 3. Pp 180-190.
 - Díaz Palomares, Víctor J. (2008). Modelación del transporte de sedimento aplicado al curso alto del Río Lerma: análisis de gran división. Tesis de Maestría en Ingeniería Área Ciencias del Agua. CIRA. Universidad Autónoma del Estado de México.
 - Einstein, A. (1905). Annalen der Physik, Vol. 17, Pp 459.
 - FAO. (1988). Manual de Prácticas Integradas de manejo y conservación de Suelos. Boletín de Tierras y Aguas No. 8.
 - Fei, X. (1983). Grain composition and flow properties of heavily concentrated suspensions. Proc. 2 Internationan symposium of river sedimentation. China. Pp 307-308.
 - Franco, P., R. (2008). Concepción e implementación de un módulo hidrogeomático para la evaluación de disponibilidad de recursos hídricos. Tesis de Doctorado en Ingeniería. Centro Interamericano de Recursos del Agua, Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca, México. Pp 169.
 - Frankel, N. A., y Acrivos, A., (1967). Chemical Engineering Science, Vol. 22, pp 847.
 - Friedman, G. M. and Sanders, J. E. (1978). Principles of sedimentology. John Wiley and Sons. Pp 792. Nueva York.

REFERENCIAS

- Fuentes Mariles, O. A. y Franco, V. (1999). Estudio hidrológico para obras de protección, Manual de ingeniería de ríos. Series del Instituto de Ingeniería 613. UNAM.
- García Aragón, J. A., Díaz Delgado C., Hernández Téllez, M. y Quentín, E. (2010). Erosión y sedimentación en el curso alto del Río Lerma, Estado de México. Aqua-LAC. Vol. 2, No. 2. Pp 45-55.
- García C. y Sala M. (1998). “Aplicación de fórmulas de transporte de fondo a un río de gravas: comparación con las tasas reales de transporte obtenidas en el río Tordera”. Revista Ingeniería del Agua. Vol. 5 Num. 1. Pp 59 – 72.
- Genatios, C. (2012). “Vargas, del riesgo al desastre: los aludes torrenciales de 1999. Gestión de riesgo; entre lo planificado y lo ejecutado”. Instituto Latinoamericano de investigaciones sociales. Venezuela.
- Gracia Sánchez, J. (2000). Pérdida de suelos en Cuencas, Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería de la UNAM. UNAM-CONAGUA. Pp 19-20.
- Hairston, James E. (2001). Estimating Soil Erosion Losses and Sediment Delivery Ratios. Alabama A&M and Auburn Universities.
- Herschel, W. H. and Bulkley, R., (1926), A.S.T.M. Proc., 26, Pp 621.
- Hershfield, D. M., (1962). “Extreme Rainfall Relationships”, Proceedings of the ASCE, Journal Hydraulics Division, Vol. 88, No. Hy6, Pp 73 - 92.
- INEGI (2004). “Guía para la interpretación de cartografía. Edafología”. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. México. Pp. 11 – 24.
- Inverson, R. M. (1997). The physics of debris flows. Reviews of geophysics, 35. Pp 245-296.
- Hough, B. K. (1957). Basic soil engineering. The Ronald Press Company. New York.
- Julien, P., y Lan Y. (1987). Rheology of hyperconcentrations. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 3. Pp 346-352.
- Julien, P., y Leon, C. (2000). Mud floods, mudflows and debris flows. Clasificación, rheology and structural design. Jornadas de Investigación JIFI 2000: the debris flow disaster of December 1999 in Venezuela.
- Kirkby, M. J., Morgan, R. C. P. (1984). “Erosión de Suelos”, Limusa, México, Pp. 35-82.
- Kikkawa, H. y Fukuoka, S. (1969). The Characteristics of Flow with Wash Load. Proc. IAHR, 13th Congress, Kyoto, Japan, Vol. 2.
- Lane, E. W. (1955). Design of stable channels. Transactions, American Society of Civil Engineers. Vol. 120, Pp 1234-1260.
- Lan, Y., y Julien, P. Y., (1987). Research review on hyperconcentrated flows. Colorado State University.
- Linsley, R. K., (1975). Hidrología para ingenieros. USA, McGraw Hil.
- López Alonso, Raúl. (2005). Características hidráulicas y geomorfológicas de ríos de montaña. Colegio de Ingenieros Técnicos de obras públicas. Cimbra No. 362. Pp 20-39

REFERENCIAS

- Lun, C. K. K., and Savage, S. B., (1992). Kinetic theory for rapid flow of dense fluid-solid suspensions. Submitted for publication on Journal of Fluid Mechanics.
- Martín Vide J. P. (2003). Ingeniería de Ríos. Alfaomega, Pp 55-94
- Martínez Valdés, H. (2010). Desarrollo de una metodología hidrogeomática para estimar la contaminación difusa en aguas superficiales de una cuenca. Tesis Doctoral. Centro Interamericano de Recursos del Agua. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Maza Álvarez, J. A., García Flores, M (1996). Estabilidad de cauces. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería 582. UNAM.
- Maza Álvarez, J. A., García Flores, M (1996). Transporte de Sedimentos. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería 584. UNAM.
- Meunier, M., (1991). Éléments d'hydraulique torrentielle, Centre National du Machinisme Agricole du Génie Rural des eaux et des forêts. pp. 278, Grenoble, France.
- Meyer-Peter, E. y Müller, R., (1948). Formulae for bedload transport. Proceedings of 3rd Congress, International Association of hydraulic Research, Swwedden, 39-64.
- Monsalve Sáenz, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería, 2da ed. Santa Fé de Bogotá, Alfaomega.
- Mora, J.E., Aguirre, P- J. y Fuentes, R., (1990). Fórmulas de gasto sólido para flujo macrorugoso. Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Montevideo, Uruguay. Vol. 3, PP. 1537-1548.
- Muñoz Gutiérrez, Rogelio (2006). Erosión Hídrica en la Microcuenca San Pedro Huimilpan: Valoración Integrada para su control. Tesis de Maestría en Gestión Integrada de Cuencas. Universidad Autónoma de Querétaro.
- O'Brien, J. S., Julien, P. (1985). Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediments flows. Proc. ASCE H.D. Delineation of landslides flash flood and debris flows hazards.
- OMM (1994). Transporte de sedimentos y deformacion del lecho del Río, Guía de Prácticas Hidrológicas Organización Meteorológica Mundial.
- Parker, G., Klingeman, P. C. y McLean, D. C. (1982). Bedload and zose distribution in paved, gravel-bed streams. Procceding of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Hydraulics Division. 108. Pp 544-571.
- Pierson, T. C. y Costa, J. E. (1987). A rheological classification of subaerial sediment-water flows. In: *Debris Flow/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation* (Eds: Costa, J. E. & Wieczorek, G. F.). Reviews in Engineering Geology Volume VII, 1-12. Boulder, CO: Geological Society of America.
- Reich B. M., 1963, "Short-Duration Rainfall-Intensity Estimates and Other Design Aids for Regions of Sparse Data", Journal of Hydrology, Vol. 1, Page 3 to 28, North-Holland Publishing Co., Amsterdam
- Renard, K.G., Foster, G.R., Weesies, G.A., Mc Cool, D.K. and Yoder, D.C. (1997). Predicting soil erosion water: a guide to conservation planning with the revised universal

REFERENCIAS

-
- soil loss equation (RUSLE). Agriculture handbook No. 703. Washington, D.C. USDA. Agricultural Research Service.
- Rickenmann, D., (1994). An alternative equation for the mean velocity in gravel bed rivers and mountain torrents. Cotroneo, G. V., Rymer, R. R. (eds.), Proceedings of the ASCE National Conference on Hydraulic Engineering, vol. 1, American Society of Civil Engineers, Reston, Va. USA, pp. 672-676.
 - Rickenmann, D., Koch, T. (1997). Comparison of debris flow modeling approaches. Proceedings of the 1st International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation, San Francisco. Chen-lung Chen (editors). ASCE, New York. Pp 576-585.
 - Schoklitsch, A. 1962. Handbuch des Wasserbaues. Vol. 1. Springer-Verlag. Vienna, Austria.
 - Secretaría de Desarrollo Urbano (2007). “Mapa de usos de suelo del Estado de México, Plano D-10”. Secretaría de Desarrollo Urbano, Gobierno del Estado de México. México.
 - Sharpe, C. F. S. (1960). Landslides and related phenomena. Columbia University Press, Pp 133. Nueva York.
 - Shields, A., (1936). “Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung”. Mitterlungen de Press. Versuchsanst. F. Wasserbau. Schiffbau, Itft 26, Berlín, Germany.
 - Scottish executive (2005). Scottish Road Network. Landslides study. TRL limited, Scottish executive.
 - Snyder, F. F., (1938). “Synthetic unit hydrographs”. Trans Am Geophysics Union No. 19. Pp 447 -54.
 - Steward, B. A., Woolhiser, D. A., Caro, J. H. y Frere, M. H. (1975). Estimating Potential Erosion. In control of water pollution in cropland. Vol. 1, 7-25. U. S. Environmental Protection Agency Report No. EPA-600/2-75-026a or USDA report No. ARS-H-5-1, Washington, DC.
 - Summerfield, M. A. (1991). Global Geomorphology. Editorial Longman Scientific and Technical; Inglaterra.
 - Takahashi, T. (1978). Mechanical characteristics of debris flows. Journal of Hydraulics Division, ASCE Vol. 104, No. HY8. Pp 1153-1169.
 - Takahashi, T. (1981). Debris Flow, Annu. Rev. Fluid Mech., 13, Pp 57-77
 - Takahashi, T. (1991). Debris Flow, A. A. Balkema, Brookfield, Pp 165
 - Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T. and Yamashiki, Y., (1992). Routing Debris flows with particle segregation. Journal of hydraulic Engineering, A.S.C.E., Vol. 118, No. 11. Pp 1490-1507.
 - Toy, T.J., y Foster, G.R. (1998). Guidelines for the Use of the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE) Version 1.06 on Mined Lands, Construction Sites, and Reclaimed Lands. Joe R. Galetovic Publish Editor, August 1998, pp. 148.

REFERENCIAS

- USEPA (2005). TMDL Model Evaluation and Research Needs. EPA/600/R-05/149. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.
- USDA –SCS, (1979). National Engineering Handbook, Sec. 4. Hydrology. United States department of agriculture - Soil Conservation Service.
- USDA -SCS, (1957). National engineering handbook, Sec. 4, Supplement A, Hydrology. United States department of agriculture - Soil Conservation Service.
- USDA – ARS, (2003). “User’s Guide: Revised Universal Soil Loss Equation”. Version 2, Washington, D. C. United States department of agriculture – Agricultural Research Service.
- Vanoni, V.A. (1975). Sedimentation Engineering: American Society of Civil Engineers, Manuals and Reports on Engineering Practice, no 54, 745 p.
- Wan, Z., y Wang, Z., (1994). “Hyperconcentrated flow”. IAHR Monograph Series. A. A. Balkema.
- Williams, J.R. y Berndt, H.D. (1972). Sediment yield computed with universal equation. Journal of hydrologic. Division, ASCE, Vol. 98(12).
- Wischmeier, W.H., y Smith, D. D. (1978). Predicting Rainfall erosion losses, a guide to conservation planning. U. S. Department of agriculture, Agriculture Handbook No. 537.
- Yalin, M. S. (1977). “Mechanics of sediment transport” Pergamon Press. Oxford.
- Yalin, M. S. y Karahar, E. (1979). “Inception of sediment transport”. Jouthe Hydraulics Division, ASCE, Vol. 105 No. HY11. Pp 1433 – 1443.

ANEXOS

A.- PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS

Para poder realizar el procesamiento estadístico de precipitaciones, se deben identificar las estaciones climatológicas dentro del área de estudio, o en su caso, que estén cerca de dicha área para poder contar con los datos necesarios de precipitación.

Para el caso de aplicación de la cuenca del río Las Cruces, no existen estaciones climatológicas dentro de su cuenca; las estaciones más cercanas a dicha cuenca son la estación del Nevado de Toluca (Clave 015062) y la estación de Tenango del Valle (Clave 015122). A fin de contar con una mayor cantidad de datos que permitieran realizar cálculos más precisos se identificaron otras estaciones cercanas a la zona de estudio en un radio aproximado de 15 km. En este sentido, se identificaron 26 Estaciones climatológicas dentro del radio de identificación, para las cuales, sus datos fueron analizados a fin de contar con registros continuos y confiables de precipitación. Finalmente, se eligieron 14 estaciones climatológicas que cumplían los requisitos de continuidad y confiabilidad de los datos de precipitación. Dichas estaciones seleccionadas se muestran en la tabla A.1.

Es importante mencionar que el procesamiento estadístico de lluvias dentro de este trabajo tiene dos fines principales:

1. Cálculo del factor R de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada para la estimación de erosión en la cuenca por medio de intensidades de precipitación para un periodo de retorno de dos años.

2. Determinación de gastos pluviales utilizando Hidrogramas Unitarios Sintéticos por medio de intensidades y alturas de precipitación con duración de una hora y periodo de retorno T de diseño.

La obtención de dichos datos se hará por medio de las respectivas curvas Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia para cada estación climatológica seleccionada.

Tabla A.1. Estaciones climatológicas empleadas en el estudio.

No.	Clave de estación	Nombre	Años con datos de precipitación	Periodo de registro
1	015016	Coatepec Harinas	13	1973-1985
2	015062	Nevado de Toluca	28	1965-1966, 1968-1986, 1991-1992, 1994-1998
3	015079	Puente Andaro	24	1969-1992
4	015105	San Pedro Techochulco	25	1963 -1987
5	015122	Tenango del Valle	37	1961-1997
6	015134	Vivero la Paz, Villa Guerrero	31	1961-1991
7	015161	Sultepec (CFE)	11	1979-1989
8	015229	Loma Alta Zinacantepec	11	1977-1987
9	015259	Agua Bendita, C. H.	13	1980-1992
10	015266	CODAGEM Metepec	19	1980-1998
11	015276	San José el Contadero	15	1980-1987, 1989, 1993-1998
12	015287	La Comunidad, C. H.	12	1981 - 1992
13	015293	San Juan las Huertas	17	1982 - 1998
14	015299	Santa María, Villa Guerrero	10	1983 - 1992

En un estudio realizado por García *et al.*, (2010) sobre la estimación de la erosión hídrica en la Cuenca Alta del río Lerma, se realizó el cálculo y la elaboración de las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia para 7 de las 14 estaciones, dichos datos serán utilizados para este estudio. Los datos de las 7 estaciones restantes, son obtenidos y filtrados del Extractor Rápido de Información climatológica (ERIC II) de donde se toman la precipitación anual y la lluvia máxima diaria para los años disponibles. Los datos disponibles del factor de erosividad “R” se presentan en la tabla A.2.

Tabla A.2. Valores del factor "R" para las estaciones climatológicas de la zona.

Nombre	Años con datos	Precipitación promedio anual	Promedio de lluvia máxima diaria	Factor R (MJ*mm/ha*hr)
Nevado de Toluca	28	1,181.7	44.66	287.16
San Pedro Techochulco	25	801.56	41.22	223.58
Tenango del Valle	37	783.34	39.05	194.21
Loma Alta Zinacantepec	11	1,018.25	34.9	179.07
CODAGEM Metepec	19	808.43	41.37	244.63
San José del Contadero	15	737.17	28.45	110.21
San Juan las Huertas	17	746.75	37.94	195.97

Una vez analizados los datos de precipitación para las estaciones faltantes, y en su caso, la deducción de datos faltantes, se pueden realizar los cálculos necesarios para la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia.

a).- CÁLCULO DE LAS CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-FRECUENCIA E INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA PARA OBTENCIÓN DEL FACTOR R DE RUSLE.

A manera de ejemplo se tiene que para la estación 015122 de Tenango del Valle la construcción de las curvas se realiza de la siguiente manera:

$$Años\ de\ registros = 37$$

Para las lluvias máximas diarias:

Media de los datos:

$$\bar{x} = \frac{1,445.00}{37} = 39.05\ mm, \quad (A.1)$$

Desviación Estándar:

$$\sigma = \sqrt{\frac{9,050.09}{36}} = 15.86 \text{ mm} \quad (\text{A.2})$$

De la distribución Gumbel tipo I:

$$Y_n=0.5418 \quad (\text{A.3})$$

$$\sigma_n=1.1339 \quad (\text{A.4})$$

La variable reducida Y para un periodo de retorno de 2 años:

$$Y = -\ln\left\{-\ln\left(\frac{2-1}{2}\right)\right\} = 0.3665 \quad (\text{A.5})$$

El valor de precipitación de duración de 24 horas y periodo de retorno de 2 años es:

$$X = 39.05 + \left(\frac{0.3665 - 0.5418}{1.1339}\right) * 15.86 = 36.60 \text{ mm}, \quad (\text{A.6})$$

La corrección por intervalo fijo de observación es:

$$P_2^{24} = (36.60)1.13 = 41.36 \text{ mm}, \quad (\text{A.7})$$

Si el coeficiente entre lluvias de 1 hora y 24 horas para un periodo de retorno de 2 años es de 0.6 Hershfiel (1962), entonces la lluvia en una hora será:

$$P_2^1 = (41.36)0.60 = 24.82 \text{ mm}, \quad (\text{A.8})$$

Por otro lado, con la metodología de Reich (1963) se obtiene un valor de lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años de:

$$P_2^1 = 23.50 \text{ mm}, \quad (\text{A.9})$$

Calculando el promedio de dichos valores obtenemos:

$$P_2^1 = 24.16 \text{ mm}, \quad (\text{A.10})$$

O bien podemos expresarla por su duración en minutos como:

$$P_2^{60} = 24.16 \text{ mm}, \quad (\text{A.11})$$

Con dicho valor podemos calcular cualquier precipitación de duración t y periodo de retorno T que sea necesario con la relación de Bell (1969). Por ejemplo:

$$P_{10}^{30} = (0.35 * \ln 10 + 0.76)(0.54 * 30^{0.25} - 0.5)(24.16) = 28.90 \text{ mm} \quad (\text{A.12})$$

Con esto podemos obtener la tabla A.3. de alturas de precipitación:

Tabla A.3. Alturas de precipitación para diferentes periodos de retorno calculadas mediante el procesamiento estadístico de lluvias (mm).

Periodo de retorno	Duración en minutos					
	5	10	20	30	60	120
2	7.45	11.15	15.55	18.50	24.29	31.18
5	9.83	14.72	20.52	24.42	32.06	41.16
10	11.63	17.41	24.29	28.90	37.94	48.70
50	15.82	23.68	33.02	39.29	51.59	66.22
100	17.62	26.37	36.79	43.77	57.47	73.76

Transformando dichas alturas de precipitación a intensidades obtenemos la tabla A.4.

Tabla A.4. Intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno calculados mediante el procesamiento estadístico de lluvias (mm/hr).

Periodo de retorno	Duración en minutos					
	5	10	20	30	60	120
2	89.38	66.88	46.66	37.00	24.29	15.59
5	117.97	88.27	61.58	48.84	32.06	20.58
10	139.60	104.46	72.87	57.79	37.94	24.35
50	189.82	142.03	99.08	78.58	51.59	33.11
100	211.45	158.22	110.37	87.53	57.47	36.88

Dichas intensidades de precipitación se comparan con los valores encontrados en los mapas de isoyetas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para un periodo de retorno de 50 años y una duración de 60 minutos; dicha comparación demuestra que los valores obtenidos son muy similares a los marcados en dicho mapa de isoyetas.

b).- CÁLCULO DEL FACTOR DE EROSIVIDAD R

A manera de ejemplo, con los datos obtenidos es posible calcular el factor R de erosividad de la Estación 015016 de Coatepec Harinas para RUSLE de la siguiente manera:

La altura de precipitación para una duración de 30 min y un periodo de retorno de 2 años es:

$$P = 19.49 \text{ mm} \quad (\text{A.13})$$

La intensidad de lluvia para una duración de 30 min y un periodo de retorno de 2 años es:

$$i = 38.98 \text{ mm/hr} \quad (\text{A.14})$$

La unidad de energía será:

$$e = 0.29 * (1 - 0.72 * \exp^{-0.082*38.98}) = 0.2815 \left(\frac{MJ}{ha * mm} \right) \quad (A.15)$$

La energía por intervalos es:

$$EI_{30} = (19.49)0.2815 = 5.486 \left(\frac{MJ}{ha} \right) \quad (A.16)$$

La erosividad anual de la estación 015016 de Coatepec Harinas es:

$$R = (5.486)38.98 = 213.83 \left(\frac{MJ * mm}{ha * hr} \right) \quad (A.17)$$

Este procedimiento se repite para las estaciones restantes donde es necesaria la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia a fin de calcular el Factor R de las estaciones analizadas (Tabla A.5.).

Tabla A.5. Datos del procesamiento estadístico de lluvias para las estaciones climatológicas de la zona.

Nombre	Precipitación promedio anual	Promedio de precipitación máxima diaria	P ₂ ⁶⁰ (mm)
Coatepec Harinas	1,112.78	50.71	25.45
Nevado de Toluca	1,181.7	44.66	29.32
Puente Andaro	812.86	41.48	24.87
San Pedro Techochulco	801.56	41.22	25.99
Tenango del Valle	783.34	39.05	24.16
Vivero la Paz, Villa Guerrero	985.47	51.10	30.45
Sultepec (CFE)	914.05	50.86	25.29
Loma Alta Zinacantepec	1,018.25	34.90	17.50
Agua Bendita, C. H.	1,280.22	44.23	23.16
CODAGEM Metepec	808.43	41.37	23.45
San Josu del Contadero	737.17	28.45	15.26
La Comunidad, C. H.	1,223.21	43.00	22.13
San Juan las Huertas	746.75	37.94	20.88
Santa María, Villa Guerrero	1,220.28	52.40	25.43

De la misma manera, este procedimiento es útil para la determinación de gastos pluviales que también se realizó en este trabajo.

La información completa del procesamiento estadístico de lluvias se explica a detalle en la tabla A.6.

Tabla A.6. Estimación del factor de erosividad R para las estaciones climatológicas de la zona.

Nombre	P_2^{30} (mm)	i_2^{30} (mm/hr)	e (MJ/ha*mm)	EI_{30} (MJ/ha)	FACTOR R (MJ*mm /ha*hr)
Coatepec Harinas	19.49	38.98	0.2815	5.4856	213.83
Nevado de Toluca	22.46	44.92	0.2848	6.3955	287.16
Puente Andaro	19.04	38.08	0.2808	5.3465	203.59
San Pedro Techochulco	19.90	39.8	0.2820	5.6121	223.58
Tenango del Valle	18.50	37	0.2800	5.1791	194.21
Vivero la Paz, V. G.	23.32	46.64	0.2854	6.6565	310.46
Sultepec (CFE)	19.37	38.74	0.2813	5.4485	211.08
Loma Alta Zinacantepec	13.40	26.8	0.2668	3.5752	179.07
Agua Bendita, C. H.	17.74	35.48	0.2786	4.9427	175.37
CODAGEM Metepec	17.96	35.92	0.2790	5.0112	244.63
San Josu del Contadero	11.69	23.38	0.2593	3.0312	110.21
La Comunidad, C. H.	19.95	39.9	0.2821	5.6275	224.54
San Juan las Huertas	15.99	31.98	0.2748	4.3946	195.97
Santa María, V.G.	19.97	39.94	0.2821	5.6336	225.01

B.- CÁLCULO DE CAUDALES PARA LA CUENCA DEL RÍO LAS CRUCES Y SUS SUBCUENCAS

El cálculo de caudales para la cuenca del río las cruces es importante para conocer las características hidráulicas del río principal; así como para la posterior determinación del caudal sólido. Se determinarán dos caudales importantes, el primero, un caudal con periodo de retorno de 2 años, el cual se considerará como un caudal medio y el segundo con periodo de retorno de 50 años, siendo este periodo de retorno el recomendado normalmente para el diseño

de obras de protección en zonas poco pobladas (Tabla B.1.) y que se considerara para la estimación del caudal máximo.

Tabla B.1. Periodos de retorno recomendados para obras de protección.

Aplicación	Periodo de retorno (años)	Fuente
Corrección de cauces dentro de poblaciones con menos de 10,000 habitantes.	50	Arnal (2005)
Zonas agrícolas poco pobladas.	50	Fuentes (1999)
Zonas agrícolas pobladas.	100	Fuentes (1999)
Bordos.	2 - 50	Fuentes (1999)
Puentes carreteros en caminos locales que comunican poblados medianos.	25 - 50	Campos (2011)
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos.	25 - 50	Campos (2011)
Corrientes libres en zonas de protección para poblaciones pequeñas.	50 - 100	Campos (2011)

Para la determinación de caudales se utiliza el Método del Hidrograma Unitario de Snyder el cual solo requiere de las características físicas de la cuenca de estudio. Dado que el área de la cuenca es de 18.76 km², la aplicación de este método a la cuenca resulta muy útil.

El procedimiento de cálculo de caudales para la cuenca del río Las Cruces se muestra a continuación:

- El cálculo de la longitud desde el punto del río principal más próximo al centro geométrico de la cuenca al punto en consideración se obtiene del modelo digital de la red hidrográfica de la cuenca (Figura B.1.).

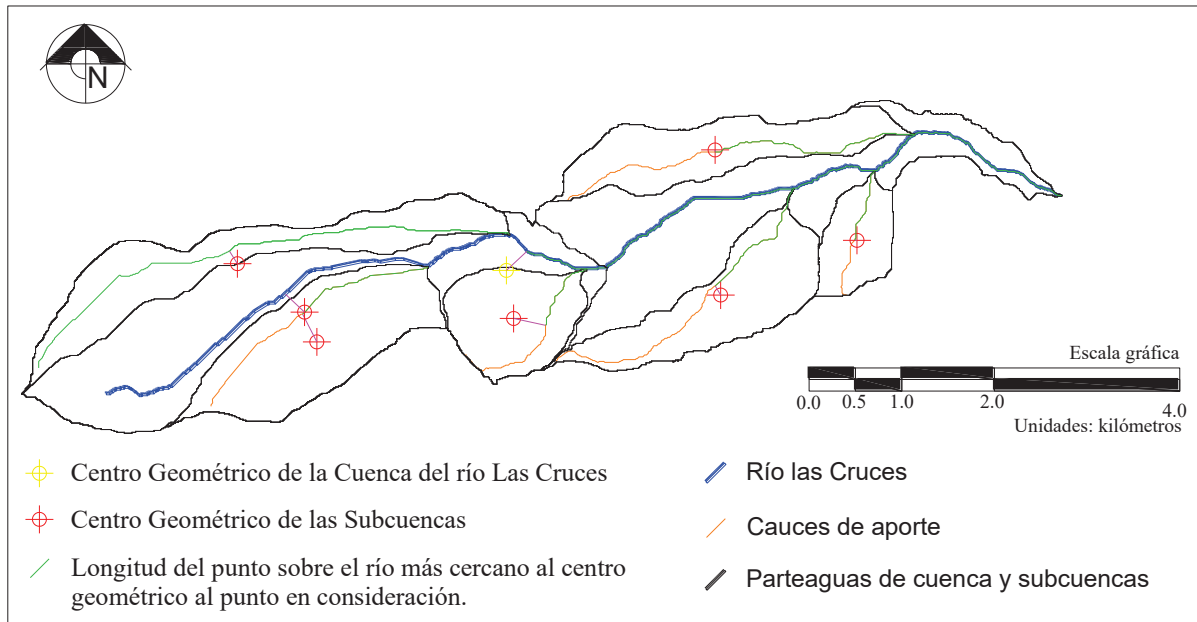


Figura B.1. Centros geométricos de las subcuencas del río Las Cruces.

Tomando en cuenta que la cuenca tiene una pendiente alta, entonces, el tiempo de retardo de la cuenca es:

$$t_p = 1.35 * (12.48 * 7.008)^{0.3} = 5.16 \text{ horas} \quad (\text{B.1})$$

La duración de la lluvia neta es:

$$t_r = \frac{5.16}{5.5} = 0.94 \text{ horas} \quad (\text{B.2})$$

Además, el tiempo base es:

$$TB = 3 + \frac{5.15}{8} = 3.65 \text{ horas} \quad (\text{B.3})$$

Finalmente, considerando el cálculo para cuencas de alta pendiente, el caudal pico del hidrograma unitario por milímetro de lluvia neta es:

$$q_p = \frac{0.275 * 0.69 * 18.76}{5.16} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s} * \text{mm} \quad (\text{B.4})$$

Para la determinación de la precipitación efectiva se hace uso del método de los Números de Escurrimiento propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA, 1957). El procedimiento de cálculo se hará para la precipitación media ponderada dentro de la cuenca para los periodos de retorno de 2 y 50 años, ambas con duración de una hora. Los cálculos se muestran en las tablas B.2. y B.3.

Tabla B.2. Cálculo ponderado del valor de precipitación con duración de una hora y un periodo de retorno de dos años.

Periodo de retorno (años)	Clave	Nombre	Precipitación con duración de una hora (mm)	Área (km ²)	Ai*Pi
2	15062	Nevado de Toluca	29.50	13.56	400.14
	15122	Tenango del Valle	24.30	5.20	126.38
Total				18.76	526.52
Valor ponderado (mm)				28.06	

Tabla B.3. Cálculo ponderado del valor de precipitación con duración de una hora y un periodo de retorno de cincuenta años.

Periodo de retorno (años)	Clave	Nombre	Precipitación con duración de una hora (mm)	Área (km ²)	Ai*Pi
20	15062	Nevado de Toluca	62.03	13.56	841.38
	15122	Tenango del Valle	53.14	5.20	276.37
Total				18.76	1,117.75
Valor ponderado (mm)				59.57	

El método de los Números de Escurrimiento, establece que se asigne un valor N a cada uso de suelo dentro de la zona de estudio que contribuye al valor de precipitación efectiva y por ende a la lámina de escurrimiento. Los valores N de cada uso de suelo dentro de la zona de estudio se muestran en la tabla B.4.

Para obtener un valor N representativo de la cuenca del río Las Cruces se ponderan los valores N de cada uso de suelo con respecto al área que ocupan dentro de la cuenca.

Tabla B.4. Valores del número “N” para la cuenca del río Las Cruces.

Uso de suelo	Área (km ²)	Numero "N"	Valor "N" ponderado
Bosque	5.978	60	19.110
Pastizal	5.447	67	19.440
Agrícola	5.678	79	23.900
Urbano	0.647	100	3.450
Banco de materiales	0.202	77	0.830
Pradera de alta montaña	0.815	30	1.300
TOTAL	18.767	-	68.040

Se obtiene un valor “N” ponderado de 68.04 para la cuenca del río Las Cruces. Por otro lado, las estaciones climatológicas que tienen influencia son la del Nevado de Toluca y la de Tenango del Valle, en las cuales se registra una altura de precipitación 5 días antes de la lluvia máxima anual de 43.59 mm y 33.65 mm respectivamente. Dichos valores han sido ponderados con respecto al área de influencia que tienen en la cuenca tal como se muestra en la tabla B.5.

Tabla B.5. Valores de la precipitación acumulada de 5 días antes de la lluvia máxima (mm).

Nombre	Precipitación acumulada 5 días antes de la máxima (mm)	Área (km ²)	Ai*Pi	Valor de precipitación ponderado
Nevado de Toluca	43.59	13.56	591.26	31.51
Tenango del Valle	33.65	5.20	175.00	9.33
		18.76	766.26	40.84

Es decir, el valor $ll_5 = 40.83$ mm (4.08 cm). Al estar dicho valor dentro del rango de los 2.5 a 5 cm de ll_5 , significa que el valor N obtenido, no necesita corrección alguna.

Para el periodo de retorno de 2 años y una duración de 1 hora, $P=28.06$ mm (2.806 cm); entonces la precipitación efectiva será:

$$P_e = \frac{\left[2.806 - \frac{508}{68.04} + 5.08\right]^2}{2.806 + \frac{2032}{68.04} - 20.32} = 0.0143 \text{ cm} = 0.143 \text{ mm} \quad (\text{B.5})$$

Para el periodo de retorno de 50 años y una duración de 1 hora, $P=59.57 \text{ mm}$ (5.957 cm); la precipitación efectiva será:

$$P_e = \frac{\left[5.957 - \frac{508}{68.04} + 5.08\right]^2}{5.957 + \frac{2032}{68.04} - 20.32} = 0.8225 \text{ cm} = 8.225 \text{ mm} \quad (\text{B.6})$$

Una vez calculada la precipitación efectiva es posible determinar los caudales escurridos en la cuenca de río Las Cruces para los periodos de retorno de 2 y 50 años.

Para dicho cálculo se establece una duración de 1 hora, con lo cual el tiempo de retardo t_{pR} y el caudal base serán:

$$t_{pR} = 5.16 + \frac{1 - 0.94}{4} = 5.18 \text{ horas} \quad (\text{B.7})$$

$$TBE = 3 + \frac{5.18}{8} = 3.65 \text{ horas} \quad (\text{B.8})$$

El caudal pico del hidrograma unitario por milímetro de lluvia neta es:

$$q_{pR} = \frac{0.275 * 0.69 * 18.76}{5.18} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s} * \text{mm} \quad (\text{B.9})$$

Considerando la precipitación efectiva del periodo de retorno de 2 y de 50 años, el caudal escurrido es:

$$Q_2 = 0.69 * 0.143 = 0.0987 \text{ m}^3/\text{s} = 98.7 \text{ l/s} \quad (\text{B.10})$$

$$Q_{50} = 0.69 * 8.225 = 5.6753 \text{ m}^3/\text{s} = 5,675.3 \text{ l/s} \quad (\text{B.11})$$

Estos cuales, Q_2 y Q_{50} , serán considerados para este estudio como el caudal medio y caudal máximo respectivamente. Dado que el área de las subcuencas de aporte para el río Las Cruces es menor a 16 km^2 , es decir, no entra dentro del rango de aplicación del Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder, necesitamos obtener el gasto por unidad de área para los periodos de retorno de 2 y 50 años para poder obtener los gastos pluviales para dichas subcuencas de aporte.

$$q_2 = \frac{0.0987}{18.76} = 0.0053 \frac{\text{m}^3}{\text{s km}^2} \quad (\text{B.12})$$

$$q_{20} = \frac{5.6753}{18.76} = 0.3025 \frac{\text{m}^3}{\text{s km}^2} \quad (\text{B.13})$$

Con estos gastos unitarios, podemos estimar los aportes de cada subcuenca tal como lo marca la tabla B.6.

Tabla B.6. Gastos de diseño para los cauces de aporte de la cuenca del río Las Cruces.

Cauce	Área (A)	Gasto por unidad de superficie		Gasto total			
		Periodo de retorno (años)		Periodo de retorno (años)			
		2	50	2		50	
No.	km ²	m ³ /s/km ²	m ³ /s/km ²	m ³ /s	l/s	m ³ /s	l/s
1	0.79	0.0053	0.3025	0.0042	4.2	0.2381	238.10
2	1.82	0.0053	0.3025	0.0096	9.6	0.5486	548.58
3	1.94	0.0053	0.3025	0.0103	10.3	0.5847	584.75
4	1.40	0.0053	0.3025	0.0074	7.4	0.4219	421.98
5	2.38	0.0053	0.3025	0.0126	12.6	0.7173	717.37
6	2.52	0.0053	0.3025	0.0134	13.4	0.7596	759.57
7	10.15	0.0053	0.3025	0.0538	53.8	3.0597	3,059.68