

Acciones complementarias del Plan Hídrico Integral de Tabasco

(CONTRATO SGIH-GDTT-SGOPR-UNAM-II-2012-01)

Informe Final

Director Ejecutivo

Fernando J. González Villarreal*

Coordinador General

Juan Javier Carrillo Sosa**

Subtema: Modelación matemática del transporte de sedimento en la zona de la desembocadura de los ríos Grijalva y Samaria y en la zona de la bifurcación del río Mezcalapa

Juan Javier Carrillo Sosa**

Darío Espinoza Figueroa ****

**Elaborado para:
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**

- * Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
- ** Técnico Académico, Instituto de Ingeniería, UNAM
- *** Becario, Instituto de Ingeniería, UNAM
- **** Consultor externo

2012

JF

4.a RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SOBRE MEDICIONES DE SEDIMENTO

Uno de los principales estudios realizados en la zona de la bifurcación es el de la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco (UJAT 2003) en donde se llevaron a cabo mediciones del transporte de fondo y de sedimentos en suspensión con equipo especializado. En este estudio también se realizaron análisis petrográficos, granulométricos, geofísicos, topográficos y batimétricos para analizar el comportamiento geomorfológico de esta zona.

Información obtenida del estudio de sedimentos UJAT (2003)

- Estudio topográfico y batimétrico de la zona de estudio (informe digital)
- Planos del estudio batimétrico (ver tabla 1)
- Estudio geofísico para obtener perfiles estratigráficos a 50 m (informe digital)
- Plano de localización de sondeos geofísicos CP-03/03 TIA03
- Estudio petrográfico de muestras en el río Mezcalapa (informe digital)
- Monitoreo de los sedimentos (Informe digital)
- Mediciones de la superficie libre del agua (informe digital)
- Trayectoria de líneas de flujo (Informe digital)
- Reporte de visitas de campo efectuadas al sitio (informes digitales)

Tabla 4.a.1. Planos del estudio topográfico y batimétrico. UJAT (2003)

No.	Nombre del plano	Clave	Fecha
1	Perfil longitudinal	P-PC-01	Nov. 2003
2	Planta General	P-G-01	Nov. 2003
3	Planta General	P-G-02	Nov. 2003
4	Planta General	P-P-01	Oct. 2003
5	Planta y perfil	P-P-02	Oct. 2003
6	Planta y perfil	P-P-03	Oct. 2003
7	Secciones del 0+000 al 0+300	S-D-01	Oct. 2003
8	Secciones del 0+300-A al 0+550	S-D-02	Oct. 2003
9	Secciones del 0+600 al 0+700	S-D-03	Oct. 2003
10	Secciones del 0+750 al 1+000	S-D-04	Oct. 2003
11	Secciones del 1+019.984 al 1+300	S-D-05	Oct. 2003
12	Secciones del 1+302.222 al 1+414.823	S-D-06	Oct. 2003
13	Secciones del 1+450 al 1+850	S-D-07	Oct. 2003
14	Secciones del 1+900 al 2+200	S-D-08	Oct. 2003
15	Secciones del 2+200-A al 2+450	S-D-09	Oct. 2003
16	Secciones del 2+500 al 2+850	S-D-10	Oct. 2003
17	Secciones del 2+900 al 3+000	S-D-11	Oct. 2003
18	Secciones del 3+500 al 6+840.338	S-D-12	Oct. 2003
19	Sección de monitoreo mensual 2+000	S-M-01	Oct. 2003

Equipo utilizado en las mediciones (UJAT, 2003)

Los equipos utilizados por UJAT (2003) fueron:

- Molinete de copas, marca Roosbach con escandallo para determinar la velocidad de la corriente.
- Muestreador US BMH-60 para el muestreo del material del fondo.
- Muestreador US BL-84 para el aforo del transporte de sedimentos de fondo.
- Muestreador denominado Botella de Delft, para el muestreo de sedimento de fondo en suspensión, a profundidades de 0.05, 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50 metros del fondo del cauce y 0.20 y 0.60 del tirante, medido desde la superficie libre del agua.

El aforo de la corriente se realizó con el molinete de copas marca Roosbach para medir la velocidad del flujo a profundidades de 0.20, 0.40, 0.60 y 0.80 de la superficie del agua en cada una de las verticales en que se dividió el río

El muestreo del material del fondo se realizó con el equipo US BMH-60, llamado muestreador tipo excavación que contiene dentro de su cuerpo un recipiente giratorio que permanece en posición abierta mientras el muestreador es soportado por cable, que en el momento en que se libera la tensión del cable el muestreador descansa en el fondo y el sistema de resorte gira el contenedor hacia fuera del cuerpo del equipo y lo cierra de golpe tomando una muestra a 0.05 m de la capa de fondo.

El muestreo del transporte de fondo se realizó con el muestreador tipo trampa US BL-84, que intercepta cierta cantidad de partículas cerca del fondo del río sobre una pequeña fracción de su ancho, con este equipo se colectan diferentes muestras para obtener un promedio en cada vertical del ancho del cauce

Y el muestreo de sedimentos de fondo en suspensión se realizó con el muestreador de integración por puntos llamado Botella de Delft que está compuesta por una armazón para realizar muestreos a profundidades de 0.05, 0.10, 0.20, 0.30, 0.40 y 0.50 m respecto del fondo y con cola para obtener los puntos mayores a 0.5 m sobre la vertical.

El estudio UJAT (2003) contiene información valiosa, especialmente para determinar el comportamiento de los sedimentos en la bifurcación del río Samaria. Dentro de la información que será utilizada en el modelo matemático del transporte de sedimentos se encuentra el diámetro del material en el fondo y en suspensión. Con base en el análisis de la información obtenida del estudio de la UJAT; se muestra la figura 4.a.1 y 4.a.2 que ilustra el diámetro del sedimento en el fondo y en suspensión.

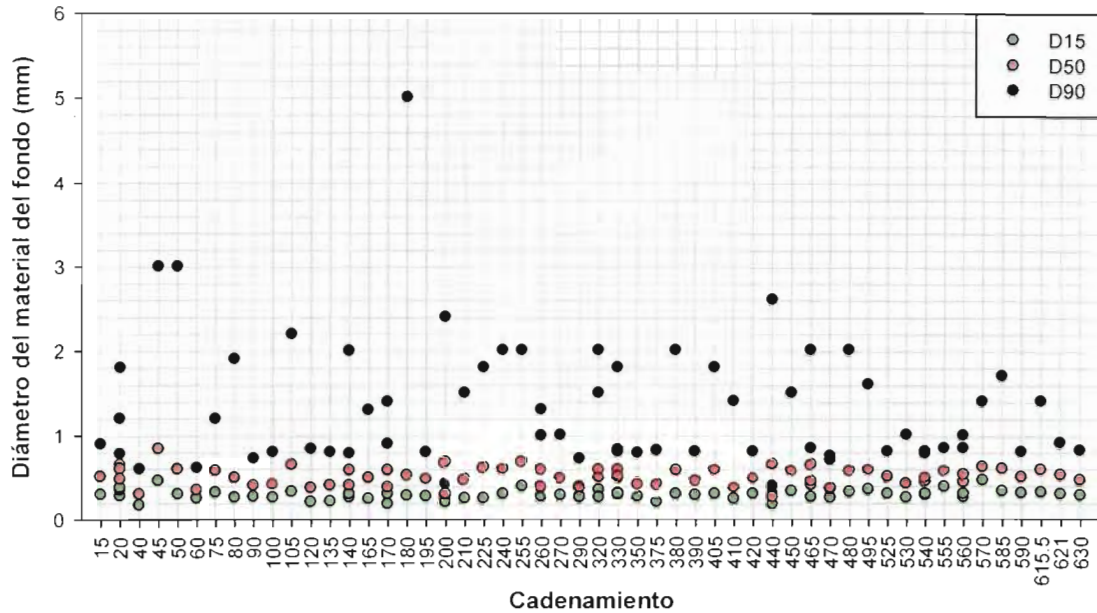


Figura 4.a.1. Características del material del fondo que se utilizará en el modelo matemático. Gráfica obtenida con información del estudio UJAT (2003)

El gasto medido en la campaña realizada por la UJAT, específicamente en la sección sobre el río Mezcalapa, varió de 600 a 1400 m³/s y la velocidad media del flujo entre 0.70 y 1.05 m/s. La tabla siguiente muestra los resultados en la sección Mezcalapa

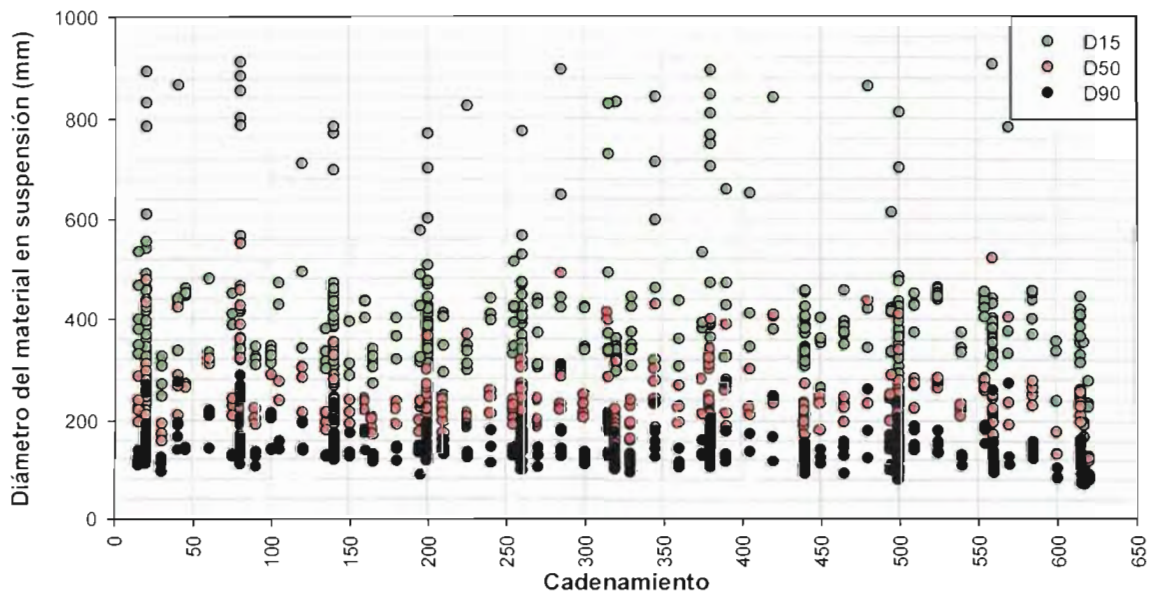


Figura 4.a.2. Características del material en suspensión obtenidas por la UJAT (UJAT, 2003)

Los resultados de las mediciones efectuadas por la UJAT (2003) se muestran en las tablas 4.a.2 a 4.a.13. En el anexo 4.a.1 se presenta un resumen del estudio UJAT (2003). En el anexo 4.a.2 se presentan los resultados de la medición de sedimentos utilizados en este estudio.

Cabe mencionar que en las tablas 4.a.2 a 4.a.13, las variables son: Q, el gasto medido en la sección, en m³/s; A, el área de la sección transversal; V, la velocidad en m/s; P, el perímetro mojado, en m; R, el radio hidráulico; Y_m, el tirante medio de la sección; Fr, el número de Froude; Q_f, es el gasto de fondo medido; Q_{fs}, es el gasto de fondo en suspensión; Q_t, es el gasto sólido total de fondo; BD1 y BD2, son las mediciones efectuadas con la Botella de Delf 1 y 2, a distintas profundidades y U_{mc}, la velocidad crítica de arrastre.

Sección Mezcalapa

Tabla 4.a.2. Hidrometría en la sección Mezcalapa (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Características hidráulicas</i>							
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	Fr
	msnm	m ³ /s	m ²	M/s	m	m	m	
28-Sep-02	16.91	710.34	905.15	0.78	670.42	1.35	1.35	0.22
5-Oct-02	16.90	708.27	925.50	0.77	670.91	1.38	1.38	0.21
7-Nov-02	17.03	802.77	950.80	0.84	644.69	1.48	1.48	0.22
8-Nov-02	17.30	1,380.80	1,290.00	1.07	645.53	2.00	2.00	0.24
9-Nov-02	17.36	1,405.24	1,389.95	1.01	645.48	2.15	2.16	0.22
13-Nov-02	16.93	717.72	910.75	0.79	644.92	1.41	1.41	0.21
14-Nov-02	17.28	1,201.40	1,157.20	1.04	645.21	1.79	1.80	0.25
15-Nov-02	17.25	1,078.44	1,086.10	0.99	644.74	1.68	1.69	0.24
6-Dic-02	16.95	737.02	906.21	0.81	642.34	1.41	1.41	0.22
7-Dic-02	17.30	1,195.37	1,177.10	1.02	643.44	1.83	1.83	0.24
8-Dic-02	17.40	1,288.56	1,363.80	0.94	643.50	2.12	2.12	0.21
21-Dic-02	16.80	643.65	862.25	0.75	641.48	1.34	1.34	0.21
22-Dic-02	16.75	594.36	868.95	0.68	642.22	1.35	1.36	0.19
23-Dic-02	16.74	599.41	854.70	0.70	642.23	1.33	1.33	0.19

Tabla 4.a.3. Medición de sedimentos en la sección Mezcalapa. (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Transporte de sedimentos</i>					<i>Análisis</i>	
	Q _f	Q _{fs}	Q _T	BD2	BD1	D ₅₀	U _{mc}
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	mm	m/s
28-Sep-02	1,168.60	730.20	1,898.79	572.22	157.98	0.49	0.44
05-Oct-02	890.55	1,006.78	1,897.34	809.72	197.06	0.49	0.44
07-Nov-02	980.47	2,248.44	3,228.91	1,746.18	502.27	0.49	0.45
08-Nov-02	593.05	3,715.96	4,309.01	1,955.41	1,760.54	0.49	0.47
09-Nov-02	1,749.89	4,619.63	6,369.53	2,816.29	1,803.34	0.49	0.47
13-Nov-02	987.60	1,636.94	2,624.54	1,232.28	404.66	0.49	0.44
14-Nov-02	771.93	1,645.83	2,417.76	1,010.41	635.42	0.49	0.46
15-Nov-02	745.02	758.89	1,503.91	399.50	359.39	0.49	0.46
06-Dic-02	1,436.89	2,434.04	3,870.92	1,690.88	743.16	0.49	0.44
07-Dic-02	2,346.98	8,681.98	11,028.97	5,175.38	3,506.60	0.49	0.46
08-Dic-02	2,760.71	10,481.30	13,242.01	5,189.73	5,291.57	0.49	0.47

Sección Samaria

Para la sección Samaria, los resultados fueron como sigue:

Tabla 4.a.4. Hidrometría en la sección Mezcalapa (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Características hidráulicas</i>							Fr
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	
	msnm	m ³ /s	m ²	m/s	M	M	m	
19-Sep-02	15.86	<u>468.40</u>	601.98	0.78	777.28	0.77	0.78	0.28
27-Sep-02	15.33	<u>177.05</u>	350.20	0.51	769.07	0.46	0.46	0.24
4-Oct-02	15.30	<u>159.05</u>	305.75	0.52	769.07	0.40	0.40	0.26
16-Nov-02	15.83	<u>437.96</u>	572.75	0.76	775.15	0.74	0.74	0.28
19-Nov-02	15.64	<u>246.50</u>	375.92	0.66	759.49	0.50	0.50	0.30
9-Dic-02	15.98	<u>616.98</u>	739.25	0.83	775.09	0.95	0.95	0.27
10-Dic-02	16.00	<u>655.48</u>	729.00	0.90	770.31	0.95	0.95	0.29
11-Dic-02	15.77	<u>379.97</u>	516.25	0.74	770.10	0.67	0.67	0.29

Tabla 4.a.5. Medición de sedimentos en la sección Samaria. (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Transporte de sedimentos</i>					<i>Análisis</i>	
	Q _r	Q _{fs}	BD1	BD2	Q _r	D ₅₀	U _{mc}
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	mm	m/s
Fecha	QF (m ³ /d)	QFS (m ³ /d)	QBD1 (m ³ /d)	QBD2 (m ³ /d)	QST (m ³ /d)	D50 (mm)	Umc (m/s)
19-Sep-02	1,826.88	363.06	0.00	363.06	2,189.95	0.48	0.40
27-Sep-02	899.58	154.73	3.73	151.00	1,054.30	0.48	0.37
04-Oct-02	827.42	568.08	24.42	543.66	1,395.51	0.48	0.36
16-Nov-02	1,113.19	1,219.00	294.10	924.89	2,332.19	0.48	0.40
19-Nov-02	386.81	288.23	0.00	288.23	675.05	0.48	0.38
09-Dic-02	2,373.82	3,298.40	795.43	2,502.97	5,672.22	0.48	0.42
10-Dic-02	2,505.80	3,407.30	846.99	2,560.32	5,913.10	0.48	0.42
11-Dic-02	1,594.47	1,205.88	311.07	894.81	2,800.35	0.48	0.39

Sección Puente Samaria

Para la sección en el puente Samaria, los resultados se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 4.a.6. Hidrometría en la sección Puente Samaria (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Características hidráulicas</i>							Fr
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	
	msnm	m ³ /s	m ²	m/s	m	m	m	
26-Sep-02	13.44	<u>229.97</u>	238.00	0.97	221.08	1.08	1.08	0.30
3-Oct-02	13.32	<u>198.65</u>	209.65	0.95	222.17	0.94	0.95	0.31
9-Oct-02	13.45	<u>201.14</u>	246.13	0.82	206.32	1.19	1.20	0.24
22-Oct-02	13.37	<u>199.98</u>	214.00	0.93	211.39	1.01	1.02	0.30
5-Nov-02	13.31	<u>188.31</u>	226.25	0.83	216.13	1.05	1.05	0.26
12-Nov-02	13.63	<u>302.88</u>	345.42	0.88	222.04	1.56	2.56	0.17

Tabla 4.a.7. Medición de sedimentos en la sección Puente Samaria. (UJAT, 2003)

FECHA	Transporte de sedimentos					Análisis	
	Q _f	Q _{fs}	Q _T	BD2	BD1	D ₅₀	U _{mc}
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	mm	m/s
26-Sep-02	436.63	378.96	815.59	190.40	188.56	0.49	0.43
03-Oct-02	458.62	257.51	716.13	184.99	72.52	0.49	0.42
09-Oct-02	430.15	412.53	842.67	298.34	114.19	0.49	0.43
22-Oct-02	366.95	783.50	1,150.45	593.15	192.02	0.49	0.42
05-Nov-02	523.09	505.63	1,028.72	266.30	239.33	0.49	0.42
12-Nov-02	365.01	577.96	942.97	388.82	189.14	0.49	0.49

Sección Macayo

Para la sección aguas arriba del Macayo, los resultados fueron según la tablas siguientes:

Tabla 4.a.8. Hidrometría en la sección Macayo (UJAT, 2003)

FECHA	Características hidráulicas							Fr
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	
	msnm	m ³ /s	m ²	m/s	m	m	m	
30-Sep-02	14.50	413.27	346.00	1.19	150.87	2.29	2.31	0.25
11-Oct-02	14.22	378.68	342.00	1.11	150.77	2.27	2.28	0.23
28-Oct-02	14.62	439.88	366.90	1.20	154.75	2.37	2.38	0.25
4-Nov-02	14.30	387.90	340.20	1.14	154.60	2.20	2.22	0.24
10-Nov-02	15.05	577.18	453.00	1.27	161.27	2.81	2.83	0.24
22-Nov-02	14.65	430.61	364.10	1.18	159.23	2.25	2.26	0.25
26-Nov-02	14.54	408.02	356.90	1.14	159.33	2.24	2.26	0.24
29-Nov-02	14.63	441.03	378.38	1.17	160.16	2.36	2.39	0.24

Tabla 4.a.9. Medición de sedimentos en la sección Macayo. (UJAT, 2003)

FECHA	Transporte de sedimentos					Análisis	
	Q _f	Q _{fs}	Q _T	BD2	BD1	D ₅₀	U _{mc}
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	mm	m/s
30-Sep-02	1,031.38	1,538.98	2,570.35	962.29	576.69	0.61	0.52
11-Oct-02	1,005.66	1,196.35	2,202.01	835.70	360.65	0.61	0.51
28-Oct-02	871.17	1,391.90	2,263.07	894.95	496.95	0.61	0.52
04-Nov-02	649.96	970.47	1,620.44	607.14	363.33	0.61	0.51
10-Nov-02	583.02	3,597.14	4,180.16	1,876.28	1,720.86	0.61	0.53
22-Nov-02	765.95	1,298.14	2,064.09	782.13	516.01	0.61	0.51
26-Nov-02	536.19	1,527.40	2,063.59	838.53	688.88	0.61	0.51
29-Nov-02	1,073.93	1,748.30	2,822.23	979.16	769.15	0.61	0.52

Sección Carrizal I

En la sección sobre el río Carrizal, los resultados son los siguientes:

Tabla 4.a.10. Hidrometría en la sección Carrizal I (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Características hidráulicas</i>							
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	Fr
	msnm	m ³ /s	m ²	m/s	m	m	M	
24-Sep-02	9.61	<u>424.05</u>	315.00	1.35	111.36	2.83	2.86	0.25
1-Oct-02	9.54	<u>379.26</u>	287.00	1.32	111.19	2.58	2.61	0.26
6-Nov-02	9.41	<u>308.08</u>	287.53	1.07	109.59	2.62	2.65	0.21
23-Nov-02	9.55	<u>387.85</u>	305.80	1.27	106.89	2.86	2.92	0.24
27-Nov-02	9.52	<u>363.10</u>	309.16	1.17	109.40	2.83	2.87	0.22
30-Nov-02	9.65	<u>434.67</u>	345.68	1.26	110.95	3.12	3.20	0.22

Tabla 4.a.11. Medición de sedimentos en la sección Carrizal I. (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Transporte de sedimentos</i>					<i>Análisis</i>	
	Q _f	Q _{rs}	Q _T	BD2	BD1	D ₅₀	U _{mc}
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	mm	m/s
24-Sep-02	1,184.26	2,080.97	3,265.23	1,407.25	673.72	0.62	0.54
01-Oct-02	860.57	2,400.97	3,261.54	1,413.10	987.86	0.62	0.53
06-Nov-02	932.12	2,110.91	3,043.04	1,129.89	981.02	0.62	0.53
23-Nov-02	785.30	2,628.85	3,414.15	1,438.27	1,190.59	0.62	0.54
27-Nov-02	393.19	1,839.48	2,232.67	910.01	929.46	0.62	0.54
30-Nov-02	542.24	2,126.45	2,668.69	1,100.11	1,026.34	0.62	0.54

Sección Carrizal II

Tabla 4.a.12. Hidrometría en la sección Carrizal II (UJAT, 2003)

FECHA	<i>Características hidráulicas</i>							
	Elev.	Q	A	V	P	R	Y _m	Fr
	Msnm	m ³ /s	m ²	m/s	M	m	m	
25-Sep-02	8.60	<u>441.04</u>	362.35	1.22	134.23	2.70	2.72	0.24
2-Oct-02	8.52	<u>377.05</u>	335.00	1.13	130.97	2.56	2.58	0.22
10-Oct-02	8.46	<u>355.18</u>	332.00	1.07	130.70	2.54	2.55	0.21
11-Nov-02	8.63	<u>439.32</u>	410.00	1.07	134.84	3.04	3.06	0.20
25-Nov-02	8.50	<u>362.92</u>	352.00	1.03	135.89	2.59	2.61	0.20
28-Nov-02	8.54	<u>391.55</u>	371.38	1.05	135.18	2.75	2.77	0.20

Tabla 4.a.13. Medición de sedimentos en la sección Carrizal II. (UJAT, 2003)

FECHA	Transporte de sedimentos					Análisis	
	Q_f	Q_{fs}	Q_T	BD2	BD1	D_{50}	U_{mc}
	m^3/d	m^3/d	m^3/d	m^3/d	m^3/d	mm	m/s
25-Sep-02	400.54	1,818.43	2,218.96	671.12	1,147.30	0.41	0.46
02-Oct-02	562.91	1,562.30	2,125.21	823.68	738.63	0.41	0.46
10-Oct-02	533.77	1,552.45	2,086.22	781.82	770.63	0.41	0.46
11-Nov-02	538.38	3,278.81	3,817.19	1,075.44	2,203.37	0.41	0.47
25-Nov-02	372.94	1,969.86	2,342.80	839.07	1,130.79	0.41	0.46
28-Nov-02	346.06	2,174.78	2,520.84	1,039.13	1,135.66	0.41	0.46

Las líneas de corriente trazadas por la UJAT (2003) se muestran en las figuras 4.a.3 a 4.a.9

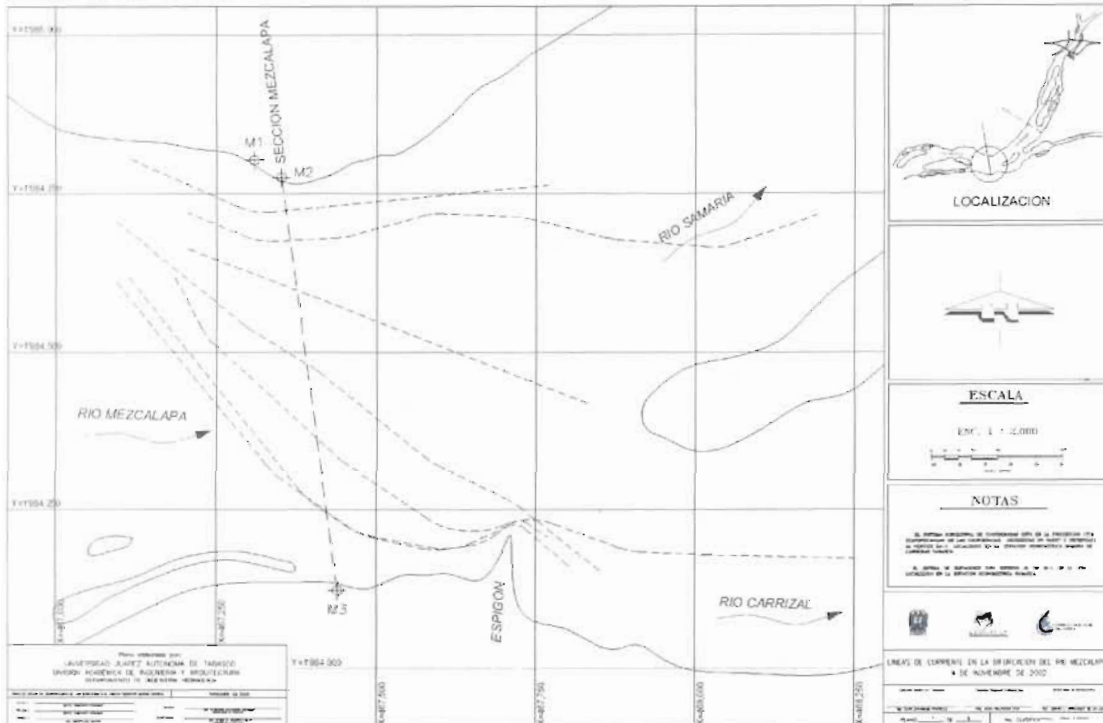


Figura 4.a.3. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

NF

MODELACION MATEMATICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN LA ZONA DE LA DESEMBOCADURA DE LOS RIOS GRIJALVA Y SAMARIA Y EN LA ZONA DE LA BIFURCACION DEL RIO MEZCALAPA

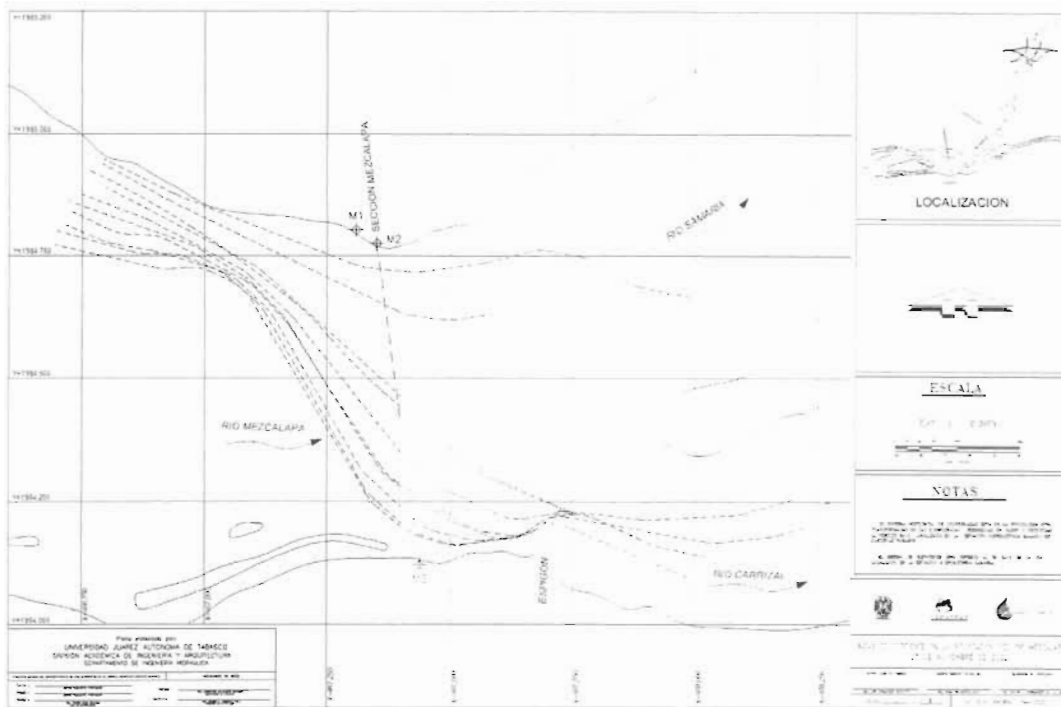


Figura 4.a.4. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

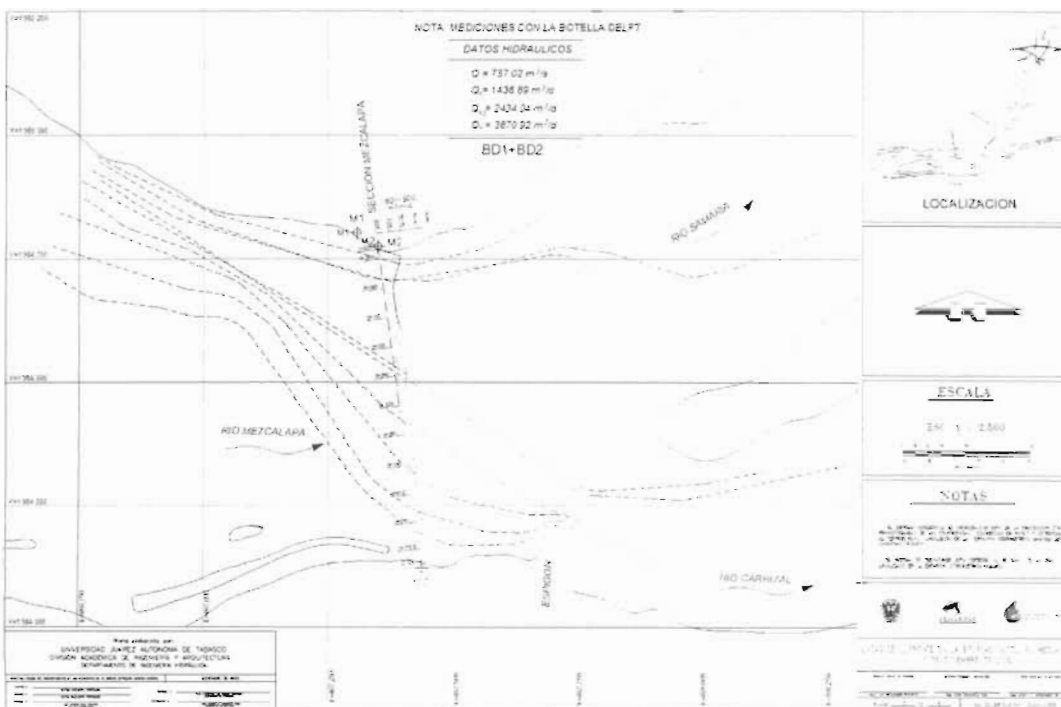


Figura 4.a.5. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

Handwritten signature

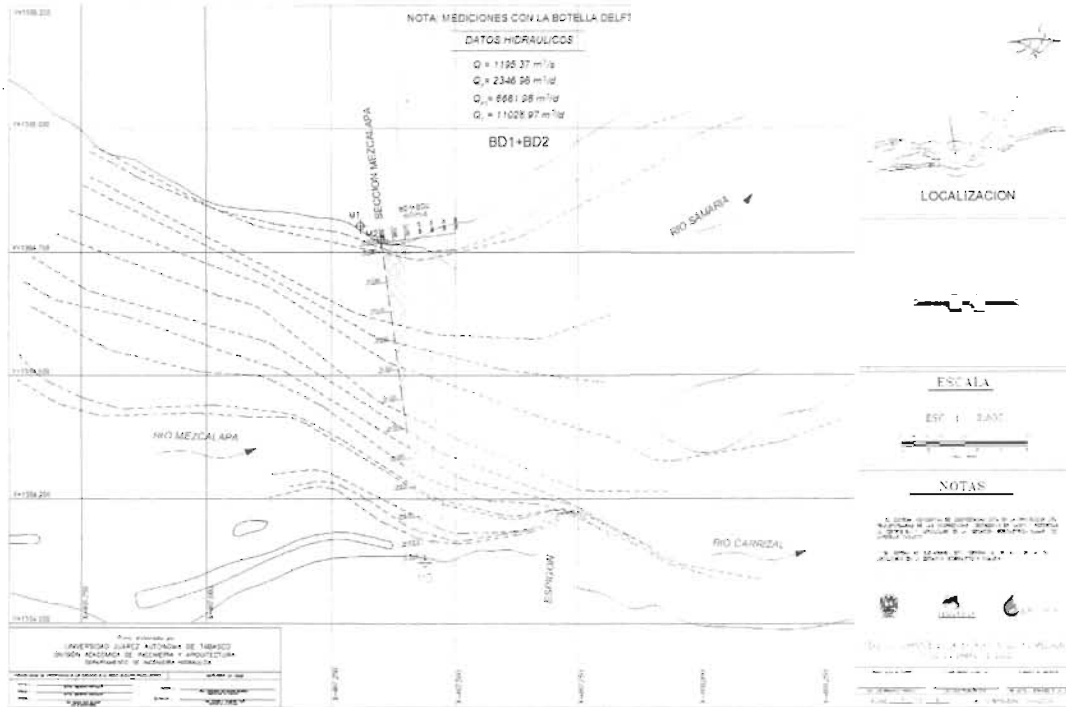


Figura 4.a.6. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

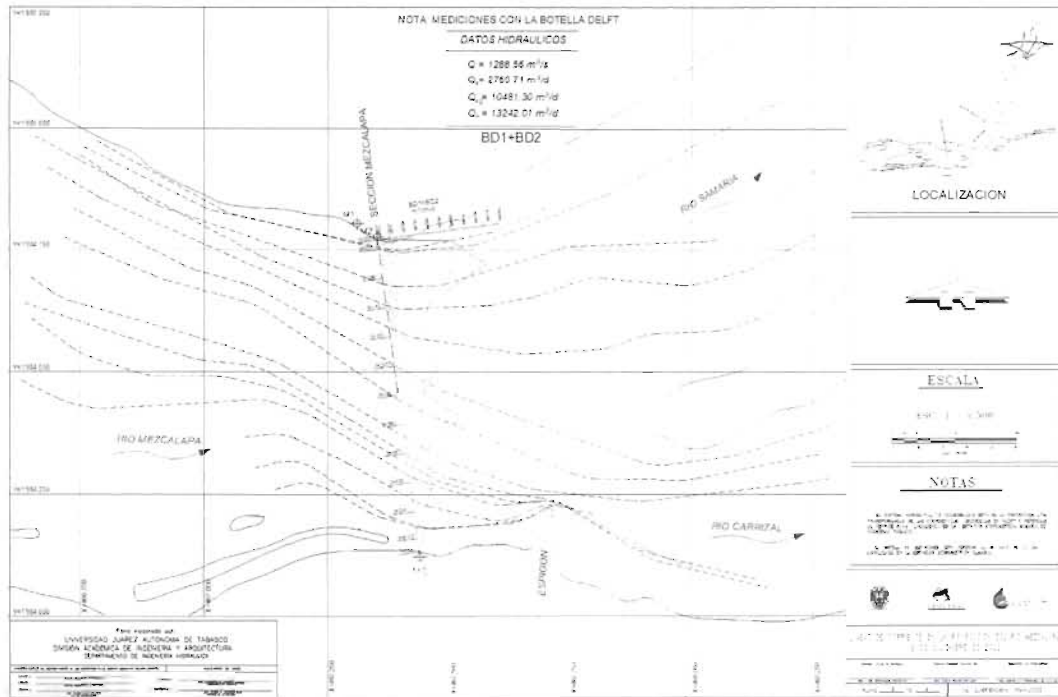


Figura 4.a.7. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

V.F

MODELACION MATEMATICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN LA ZONA DE LA DESEMBOCADURA DE LOS RIOS GRIJALVA Y SAMARIA Y EN LA ZONA DE LA BIFURCACION DEL RIO MEZCALAPA

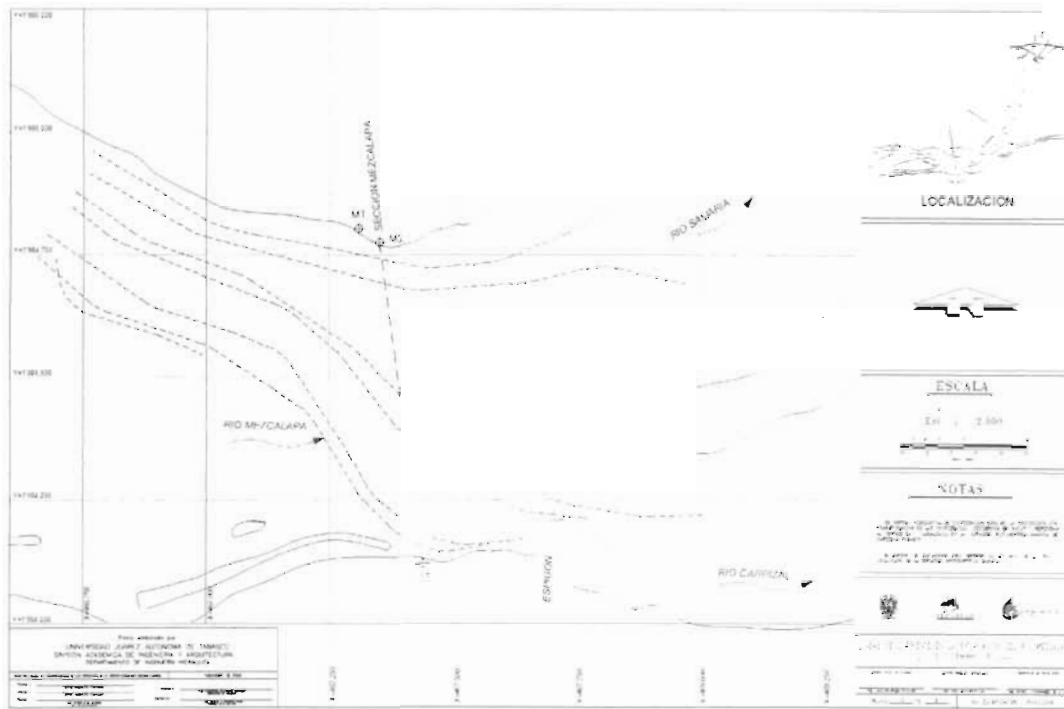


Figura 4.a.8. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

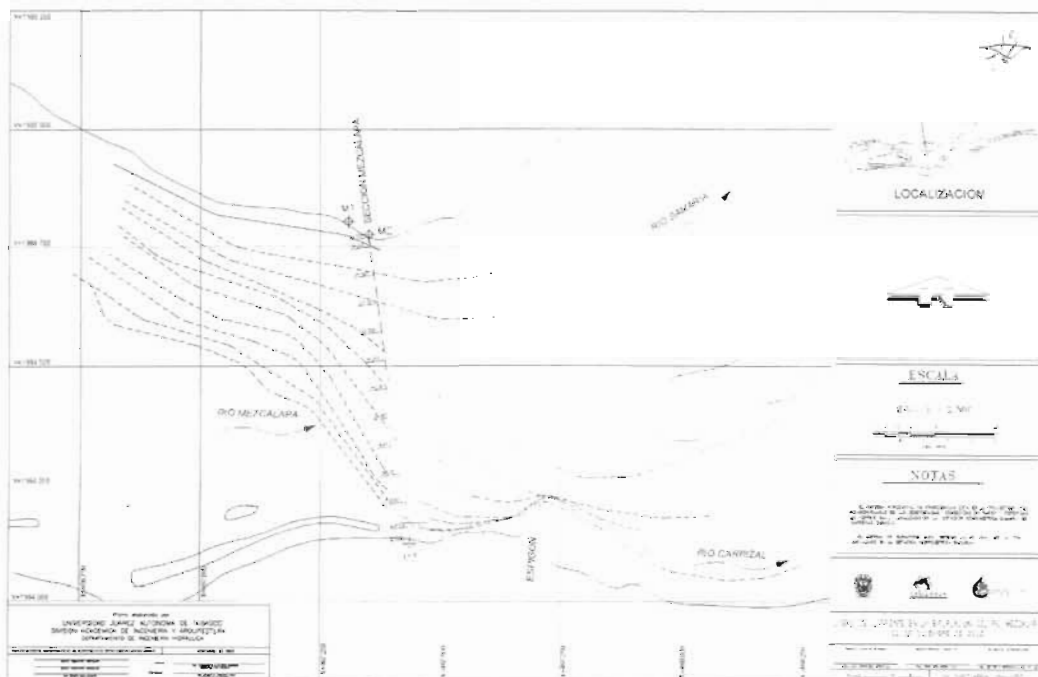


Figura 4.a.9. Líneas de corriente en la bifurcación el 4 de noviembre de 2002. (UJAT, 2003)

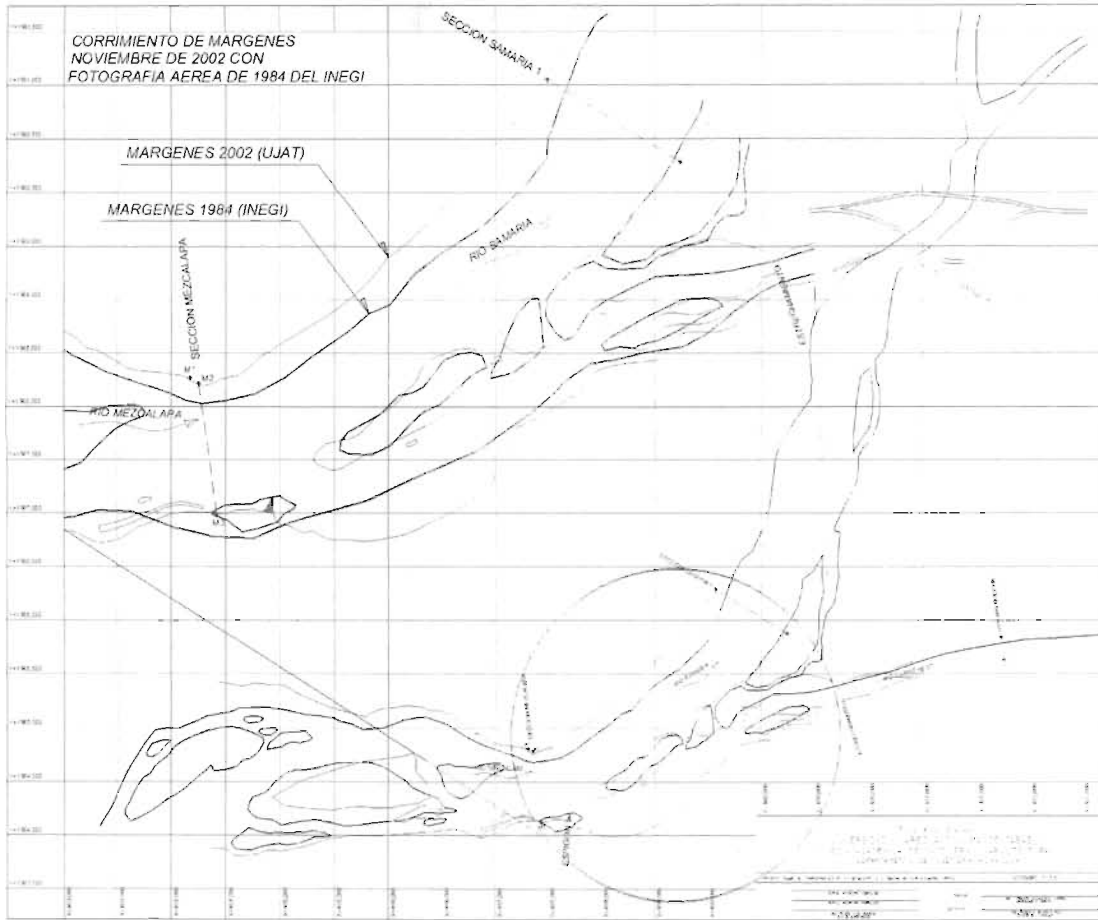


Figura 4.a.10. Corrimiento marginal en la bifurcación entre los años 1984 y 2002. (UJAT, 2003)

NF

4. b SELECCIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO

Los sedimentos son todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente (Maza y García, 2006). Los sedimentos pueden ser catalogados en dos grandes grupos: el del fondo y el de lavado. La diferencia principal entre estos dos tipos de sedimentos radica en que el primero se comporta de acuerdo a las características propias de la corriente o río estudiado y de las propiedades físicas del material mientras que el material de lavado depende de la cantidad de material que llegue al río, es decir un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, por lo que casi se puede decir que no depende exclusivamente de las características hidráulicas de la corriente.

De acuerdo al tipo de estudio sedimentológico que se realiza, se puede identificar el tipo de transporte de sedimentos que toma mayor importancia son ayuda de la siguiente tabla (Maza y García, 1996):

Tabla 4.b.1. Tipo de transporte de sedimentos de acuerdo al estudio a realizar (Maza y García, 1996)

Tipo de estudio	Tipo de transporte de sedimentos
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora	Arrastre en la capa de fondo
Tiempo de llenado de una presa derivadora	Arrastre en la capa de fondo o transporte de fondo
Tiempo de llenado de una gran presa	Transporte total
Erosión aguas debajo de grandes presas	Transporte de fondo
Estabilidad de cauces y rectificaciones	Arrastre en la capa de fondo o transporte de fondo
Derivaciones en ríos hacia canales de riego	Transporte de fondo en suspensión
Derivaciones en ríos hacia plantas de tratamiento	Transporte de fondo en suspensión y transporte de lavado
Obras de defensa contra inundaciones	Transporte de fondo, transporte de fondo en suspensión y transporte de lavado o transporte de fondo en suspensión
Bombeo directo de un río	Transporte de fondo en suspensión
Tanques de sedimentación	Arrastre de la capa de fondo o transporte de fondo
Desvíos para acuacultura en lagunas costeras o estanques	Transporte de fondo en suspensión o transporte de lavado
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos	Transporte de fondo
Diseño de canales sin arrastre	Arrastre de la capa de fondo
Estudios de erosión y sedimentación en tramos de ríos	Arrastre en la capa de fondo o transporte de fondo

De la tabla 4.b.1 puede observarse que para el caso de ríos es fundamental el estudio del transporte de fondo, pudiendo ser un análisis acoplado o desacoplado. El acoplamiento se refiere a la posibilidad de considerar la interacción entre el arrastre de la capa de fondo y el sedimento de fondo que se suspende y cae eventualmente.

A través de la definición del tipo de estudio que debe realizarse en la zona de la bifurcación, se eligió el software Iber, ya que en su módulo de sedimentos realiza un análisis acoplado entre el arrastre de fondo y el sedimento de fondo en suspensión mediante la incorporación de un término de resuspensión-deposición ($E-D$), además de que su carácter bidimensional simplifica los recursos de cómputo comparados contra modelos tridimensionales. Además, la extensión superficial de la zona también sugiere el uso de un análisis bidimensional.

Para realizar el estudio de sedimentos en la zona de la bifurcación, se hace indispensable conocer las características hidrodinámicas del río para distintas condiciones. Esto involucra un proceso de calibración utilizando la información hidrométrica disponible. Para este caso, las mediciones realizadas por CONAGUA en el puente Samaria, la estructura de control “El Macayo” y la estación hidrométrica González constituyen la principal fuente de información para la calibración del modelo. Como paso siguiente, se identificaron las características más importantes de los sedimentos, mediante el estudio de sedimentos realizado por la UJAT (2003), y se incluyeron en el módulo de transporte de sedimentos del software utilizado (Iber v 1.7). La metodología utilizada en este estudio se muestra esquemáticamente en la figura siguiente:

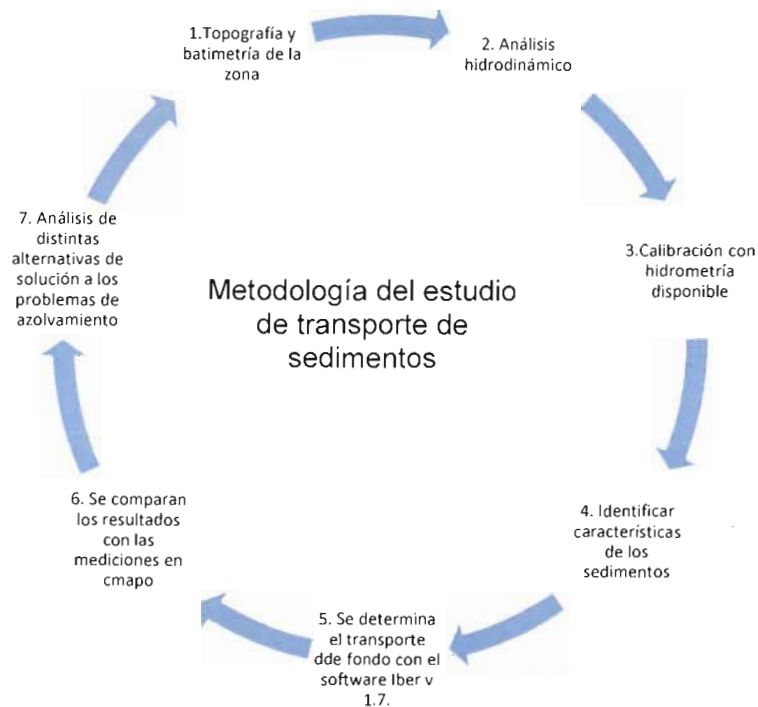


Figura 4.b.1. Representación esquemática de la metodología para el estudio del transporte de sedimentos

Topografía y batimetría de la zona

Se utilizaron curvas de nivel a cada metro proporcionadas por la Comisión Nacional del Agua y se ajustaron algunas zonas de depósito para inferir la topografía y batimetría de la zona representativa del año 2007.

UJF

Para el caso de la desembocadura del río Grijalva, se utilizó información del continuo de elevaciones de INEGI y las batimetrías realizadas por la Secretaría de Marina en el año 2008

Análisis hidrodinámico

El análisis hidrodinámico se realizó con ayuda del algoritmo de cálculo del programa Iber que discretiza las ecuaciones bidimensionales en 2D (Saint Venant) bajo un esquema de volúmenes finitos. En este sentido, la información que a continuación se presenta constituye una recopilación de información contenida en el manual de referencia hidráulico Iber (2012).

El módulo hidrodinámico en Iber resuelve las ecuaciones de aguas someras en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o también conocidas como ecuaciones bidimensionales de St. Venant. En estas ecuaciones se asume una distribución de presiones hidrostáticas y una distribución uniforme de la velocidad en el eje vertical (profundidad)

Según López *et. al.* (2009) algunas de las hipótesis más importantes consideradas para llegar a las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones son:

- El movimiento principal de las partículas se da en planos horizontales
- Las fuerzas de masa que actúan son, la gravedad en la dirección vertical y la fuerza de Coriolis en direcciones horizontales
- La pendiente del fondo es muy pequeña
- La curvatura de las líneas de corriente es pequeña, por lo que la distribución de las presiones es hidrostáticas

En Iber se resuelven las ecuaciones de conservación de masa y de momento en las dos direcciones horizontales, que expresadas matemáticamente son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_x$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} + 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

donde h es el tirante; U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad; g es la aceleración de la gravedad; Z_s es la elevación de la lámina libre; τ_s , es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento; τ_b es la fricción debido al rozamiento de fondo; ρ es la densidad del agua; Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra; λ es la latitud del punto considerado; τ_{xx}^e , τ_{xy}^e y τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales

efectivas horizontales y M_x , M_x y M_y , son la fuente, sumidero de masa y de momento, respectivamente, mediante los cuales se realiza la modelación de precipitación, infiltración y sumideros.

En forma resumida, en el programa Iber (Iber, 012) se incluyen, en las ecuaciones hidrodinámicas los siguientes términos:

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas
- Rozamiento del fondo
- Rozamiento superficial por viento
- Precipitación
- Infiltración

Para la solución numérica, Iber utiliza el método de volúmenes finitos, ya que es uno de los más extendidos y utilizados en la dinámica de fluidos computacional. Las características de estos esquemas, utilizados en Iber son (Iber, 2012):

- Esquemas en volúmenes finitos, de forma integral y conservativa
- Mallado no-estructurado. Mallas formadas por elementos de 3 o 4 lados
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variado
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variable
- Solución de las ecuaciones mediante esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución
- Tratamiento descentrado del término fuente pendiente del fondo
- Esquemas de orden 1 y 2
- Esquemas explícitos en tiempo
- Tratamiento de frentes seco-mojado no estacionarios

Calibración del modelo hidrodinámico e identificación de las características de los sedimentos

La calibración del modelo necesariamente involucra la comparación de los resultados obtenidos matemáticamente con las mediciones realizadas bajo ciertas condiciones específicas. En este sentido, y como se mencionó antes, los datos de la estación González, las mediciones en la estructura de control El Macayo y las mediciones en el puente Samaria, constituyeron la principal fuente de información para la calibración.

En el caso de los sedimentos, el estudio realizado por la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco resulta indispensable para conocer las concentraciones de arrastre de fondo, así como de los sedimentos de fondo en suspensión en la zona de la bifurcación. Los datos de sedimentos e hidrométricos utilizados en este estudio se presentan en el anexo 4.a.1 y 4.b.1, respectivamente.

Evolución de la cota de fondo

Para conocer la evolución de la cota de fondo, primero es indispensable conocer la tensión del fondo generada por el tamaño de los granos que conforman el material del fondo y las formas en el mismo.

Posteriormente, se utilizan expresiones para determinar el gasto sólido en el fondo y después puede realizarse un acoplamiento entre la carga de fondo y suspensión. Finalmente, para evaluar la evolución de la cota del fondo, se aplica una ecuación de conservación del sedimento, en el que se realiza un balance entre la carga de entrada y de salida y se transforma en un aumento o disminución de la cota del fondo del cauce.

Para el cálculo del gasto sólido se utilizan ecuaciones empíricas que pueden dar una aproximación de la cantidad de material que es arrastrado por la corriente. Sin embargo, es importante aclarar que estas ecuaciones resultaron del planteamiento de ciertas condiciones en el laboratorio, por lo que con estos resultados puede obtenerse un comportamiento cualitativo del transporte de sedimentos.

Los alcances de Iber a la fecha (septiembre de 2012) permiten utilizar dos formulaciones ampliamente conocidas, para el cálculo del arrastre en la capa de fondo, que se detallarán a continuación.

Fórmula de Peter-Meyer y Müller para el arrastre de fondo

Estas fórmulas fueron obtenidas a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zurich y se presentaron en 1948 (Maza y García, 1996).

Los investigadores de este Instituto efectuaron cuatro series de pruebas y propusieron una fórmula para cada una de ellas. Para realizar sus investigaciones, establecieron algunas condiciones e hipótesis sobre el escurrimiento y la interacción con el sedimento del fondo y las paredes del canal. Las consideraciones más importantes se describen como sigue (Maza y García, 1996):

1. Las pruebas se llevaron a cabo tratando de que el escurrimiento fuera uniforme
2. Tomaron en cuenta la rugosidad de las paredes y la rugosidad media del escurrimiento calculada en cada prueba
3. Denominaron como gasto o descarga específica a aquella parte del gasto total que interviene en el arrastre del sedimento y supusieron que era el gasto cuya energía se convertía en turbulencia en el fondo
4. Cuando trabajaron con partículas de diferentes tamaños, encontraron que el diámetro representativo de la mezcla, que interviene en el fenómeno de transporte, es el diámetro medio valuado mediante la relación:

$$D_m = \sum \frac{D_i p_i}{100}$$

donde p_i , es el porcentaje en peso de cada fracción en que se divide la curva granulométrica y D_i , es el diámetro medio de cada fracción, el cual se obtiene directamente de la curva granulométrica o de la relación $D_i = (D_{máx} D_{mín})^{1/2}$, en donde $D_{máx}$ y $D_{mín}$ son los diámetros máximo y mínimo respectivamente, de cada fracción considerada

5. Para valorar la rugosidad debida a las partículas en un fondo plano, es decir, sin ondulaciones, propusieron utilizar una fórmula similar a la de Strickler, siempre y cuando la turbulencia del flujo estuviera completamente desarrollada; esto es, cuando la rugosidad no depende de la viscosidad del fluido

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, el caudal sólido de fondo se calcula con la siguiente expresión (Iber, 2012):

$$q_{sb}^* = 8(\tau_{sb}^* - \tau_c^*)^{3/2} = 8(\tau_{hs}^* - \tau_c^*)^{3/2}$$

donde el caudal sólido adimensional se calcula como sigue:

$$q_{sb}^* = \frac{q_{sb}}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gD_s^3}}$$

Tras volver a analizar los datos utilizados para llegar a la ecuación anterior, Wong en 2003 y Wong y Parker en 2006 (Iber, 2012) sugirieron la siguiente corrección (expresión utilizada por Iber):

$$q_{sb}^* = 3.97(\tau_{hs}^* - \tau_c^*)^{3/2}$$

En caso de fondo plano se considera $\tau_c^* = 0.0495$. En caso contrario, es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo como sigue (Iber, 2012).

Para considerar la pendiente de fondo tanto en el inicio del movimiento como el caudal sólido, la componente del peso del sedimento, debida a la pendiente de fondo, se combina de forma vectorial con la tensión de fondo para obtener una tensión efectiva. Si b es un vector unitario en la dirección de la línea de máxima pendiente, la tensión efectiva adimensional se define como:

$$\tau_{hs,eff}^* = \tau_{hs}^* + D_0(\sin \beta)b$$

donde β , es el ángulo de la línea de máxima pendiente con la horizontal, y D_0 , un parámetro de forma de la partícula. Para que en ausencia de flujo el movimiento empiece cuando β es igual al ángulo de rozamiento interno del material, ϕ , el parámetro D_0 se define como sigue:

$$D_0 = \frac{\tau_{c,0}^*}{\tan \phi}$$

en donde $\tau_{c,0}^*$ es la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otro lado, la tensión crítica efectiva se reduce proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo $\tau_{eff,crit}^* = \tau_{c,0}^* \cos \beta$ en donde $\tau_{c,0}^*$ es la tensión crítica adimensional para fondo plano.

Fórmula de Van Rijn para el arrastre de fondo

Van Rijn presentó su método en 1984 y en el siguió las ideas de Bagnold sobre el movimiento de las partículas del fondo, el cual está dominado tanto por fuerzas gravitacionales como por las hidrodinámicas, mientras que los efectos de la turbulencia sobre la trayectoria de las partículas se supone que tienen menor importancia. Este investigador propuso que el transporte en la capa de fondo podía ser descrito con precisión por dos parámetros importantes: a) el parámetro de la partícula o número de Yalin y b) el parámetro de condición de transporte.

Según Van Rijn, el transporte unitario en la capa de fondo está definido como el transporte de partículas que ruedan o saltan a lo largo de la superficie del fondo y queda definido, en $m^3/s \cdot m$ por la expresión:

$$q_b = U_b \delta_b C_b$$

en la que U_b , es la velocidad de las partículas en la capa de fondo, en m/s; δ_b , es la altura de los saltos, que define el espesor de la capa de fondo, en m; C_b , es la concentración de partículas en la capa de fondo, en m^3/m^3

Para cuando $T < 3$, la ecuación propuesta por Van Rijn (Maza y García, 1996) para calcular el arrastre de partículas en la capa de fondo es

$$\frac{q_b}{[(S_s - 1)gD_{50}^3]^{0.5}} = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}},$$

en donde q_b está dado en $m^3/m \cdot s$.

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

$$T = \frac{\tau'_0 - \tau_c}{\tau_c} = \frac{(U'_*)^2 - (U_{*c})^2}{U_{*c}^2}$$

Esta ecuación es válida para partículas con diámetros entre 0.0002 y 0.002 m.

Para cuando $T \geq 3$, Van Rijn propuso

$$\frac{q_b}{[(S_s - 1)gD_{50}^3]^{0.5}} = 0.1 \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}}$$

Estas ecuaciones son las utilizadas en Iber aplicando la respectiva corrección por pendiente de fondo tal y como se hizo con la ecuación de Meller-Peter y Müller.

Una vez obtenido el caudal sólido por cualquier método, es indispensable aplicar una formulación para establecer la continuidad del sedimento y evaluar los posibles cambios en el lecho del río.

El modelo Iber (Iber, 2012) resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y las ecuaciones de transporte en suspensión, y se puede modelar el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación/resuspensión.

Para el caso del transporte de fondo, se puede escribir una ecuación de conservación del sedimento en un volumen de control (Martin Vide, 2003). Esta ecuación representa la diferencia entre el material que sale de dicho volumen y el que entra a él en un tiempo determinado. Con base en esta diferencia se puede establecer si el material se ha perdido o acumulado en dicha sección. En forma diferencial, esta ecuación se puede expresar de la siguiente forma (Martin Vide, 2002):

$$\frac{1}{(1-n)} \frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial t} = 0$$

donde n , es la porosidad; q_s , es el gasto sólido; x , es el ancho de la sección del volumen de control; Z , es la elevación del fondo del río y t , es el tiempo. La ecuación anterior es conocida como ecuación de Exner.

Sin embargo, la ecuación anterior es válida para el arrastre de fondo. Si se desea acoplar el transporte en suspensión, considerando que hay una transferencia de sedimentos entre lo que se deposita y se suspende, es necesario introducir un término de resuspensión-deposición ($E - D$, en el caso de Iber) tal y como se muestra en la siguiente expresión:

$$(1-n) \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial q_{s,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{s,y}}{\partial y} = E - D$$

Nótese en la ecuación anterior, que en Iber se ha incluido la formulación para las dos dimensiones en planta x e y . También en el código de Iber se implementaron 3 formulaciones para el cálculo del término de resuspensión-deposición y se describen a continuación:

Van Rijn (Iber, 2012)

Van Rijn propuso (Maza y García, 1993) que el transporte en la capa de fondo podía ser descrito con precisión por los dos parámetros siguientes:

- a) El parámetro de la partícula o número de Yalin

$$D_* = D_{50} \left(\frac{(S_s - 1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} = D_{50} \left(\frac{g\Delta}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

- b) El parámetro de condición de transporte

$$T = \frac{\tau'_0 - \tau_c}{\tau_c} = \frac{(U'_{*c})^2 - (U_{*c})^2}{U_{*c}^2}$$

en donde Δ , es la densidad relativa de las partículas sumergidas; S_s , es la densidad relativa de las partículas; ν , es la viscosidad cinemática del agua, en m^2/s y τ'_0 , es el esfuerzo cortante que el flujo ejerce en el fondo, asociado a las partículas. Se obtiene de la relación:

$\tau'_0 = \tau_0 \left(\frac{C}{C^*} \right)^2 = \gamma \left(\frac{U}{U_*} \right)^2$ en la que τ_0 , es el esfuerzo cortante que ejerce el fluido sobre el fondo

Nivel de referencia a (Maza y García, 1993)

Van Rijn propuso que el nivel cercano al lecho en donde se inicia el transporte de fondo en suspensión sea de acuerdo a lo siguiente:

Si k_s es conocido, entonces $a = k_s$

Si se conoce la altura Δ_0 de las dunas, entonces $a = \Delta_0 / 2$

En cualquier caso no debe ser menor que $0.01d$, por lo que $a \geq 0.01d$

Distribución de concentraciones

Después de analizar varios coeficientes de difusión del fluido, Van Rijn aceptó una distribución parabólica hasta la mitad del tirante y constante de ahí a la superficie, y por tanto, considera las relaciones siguientes para evaluar la concentración de sedimentos a lo largo de una vertical.

$$\frac{C}{C_a} = \left[\left(\frac{a}{h-a} \right) \left(\frac{h-Z}{Z} \right) \right]^{\frac{w_s}{\beta \kappa U_*}}$$

donde β , es un factor que toma en cuenta la diferencia entre la difusión de una partícula del fluido y la de las partículas de sedimentos; éstas últimas tienen un mayor peso específico, o densidad. Van Rijn recomienda que β no sea mayor que 2; w_s , es la velocidad de caída de la partícula.

$$\beta = 1 + 2 \left(\frac{w_s}{U_*} \right)^2 \text{ si } 0.1 < \frac{w_s}{U_*} < 0.707$$

En Iber (2012) el término $E - D$, se determina a través de la siguiente expresión:

$$E - D = w_s (C_a^* - C_a) = \alpha w_s (C^* - C)$$

en donde α , es un coeficiente que relaciona la concentración media de partículas en suspensión y la concentración cerca del lecho del río, cuyo valor se obtiene a partir del perfil de Rouse para la distribución de concentración de sedimentos en profundidad; w_s es la velocidad de sedimentación de las partículas sólidas; C , es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, C^* es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte de sólidos en suspensión); C_a y C_a^* son la concentración instantánea y la concentración de equilibrio a una altura $Z = a$

sobre el lecho del río, respectivamente siendo a el espesor de la capa en la cual se produce el transporte de fondo (límite teórico de separación entre el transporte de fondo y el transporte en suspensión) y α es un coeficiente que se calcula a partir de la distribución de concentración en la vertical (perfil de Rouse) a partir de la siguiente integral:

$$\alpha = \frac{h-a}{\int_a^h \left(\frac{h-Z}{Z} \frac{a}{h-a} \right)^{w_s/ku} dZ} \quad a = 3D_{50}$$

Siendo k la constante de Von Karman cuyo valor es 0.41.

La concentración de equilibrio cerca del lecho del río que propuso Van Rijn en 1987 y que es utilizada por Iber (2012) es:

$$c_a^* = 0.015 \frac{D_{50} \cdot T^{1.5}}{a \cdot D_s^{0.3}} \quad a = k_s \quad k_s = 3D_s$$

La ecuación de Van Rijn es válida para lechos arenosos, como es el caso de la bifurcación del río Mezcalapa.

Smith (Iber, 2012)

La ecuación utilizada en Iber, con base en la ecuación de Smith es similar a la de Van Rijn, pero utiliza una expresión diferente para el cálculo de la concentración de equilibrio, para lo cual Smith propone lo siguiente (Iber, 2012):

$$C_a^* = \frac{1.56 \times 10^{-3} \cdot T}{1 + 2.4 \times 10^{-3} \cdot T} \quad a = 26.3(\tau_s^* - \tau_c^*)D_s + k_s \quad k_s = 3D_s$$

Esta ecuación también es válida para suelos arenosos

Ariathurai y Arulanandan (Iber, 2012)

En un estudio realizado por estos investigadores, en donde describieron los efectos de los principales factores físicos y químicos en la tasa de erosión de suelos cohesivos, propusieron una expresión que hace depender la erosión de la diferencia entre la tensión tangencial y una tensión tangencial crítica de inicio de erosión τ_{ce} , así como de un valor M representativo de la tasa de erosión (que sería la tasa de erosión cuando $\tau_b = 2\tau_{ce}$):

$$E = M \left(\frac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1 \right)$$

Para suelos cohesivos se introduce una modificación al cálculo de D para considerar una tensión tangencial crítica de deposición τ_{cd} . En este caso:

$$D = P\alpha w_s C$$

donde:

$$P = \left(1 - \frac{\tau_h}{\tau_{cd}}\right) \text{ si } \tau_h < \tau_{cd} \text{ y en caso contrario } P = 0$$

Esta ecuación es válida para suelos cohesivos

Velocidades de caída de las partículas

La velocidad de caída del diámetro representativo de la mezcla adoptada por Iber (2012) se toma de la siguiente forma:

a) Para $D_s < 0.0001m$, según Stokes (Maza y García, 1996), $w_s = \frac{RgD_{50}^2}{18\nu}$

b) Para $0.0001 \leq D_s \leq 0.001m$, según Zanke (Maza y García, 1996),

$$w_s = 10 \frac{\nu}{D_s} \left[\left(1 + \frac{0.01\Delta g D_s^3}{\nu^2} \right)^{0.5} - 1 \right]$$

c) Para $D_s \geq 0.01m$, $w_s = 1.1(\Delta g D_s)^{0.5}$

El diámetro representativo de las partículas en función, se obtiene en función del parámetro de condición de transporte T , como sigue:

$$D_s = D_{50} [1 + 0.011(\sigma_g - 1)], \text{ si } T < 25$$

$$D_s = D_{50}, \text{ si } T \geq 25$$

donde $\sigma_g = \frac{1}{2} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right) = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0.5}$

El módulo de transporte de sedimentos en Iber (2012) utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionados por el módulo hidrodinámico y de turbulencia del mismo software. El caudal sólido de fondo se calcula mediante una formulación empírica, pudiéndose elegir entre la formulación de Meyer-Peter Muller y la de Van Rijn. El transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad.

Análisis de resultados

La complejidad del transporte de sedimentos ha permitido al momento, establecer relaciones empíricas que a menudo involucran pocos parámetros para evaluar el gasto sólido. Quizá esto, aunado a las condiciones específicas para las que se formularon dichas expresiones será la causa de que las expresiones arrojen resultados con un margen de error amplio, con respecto a

las mediciones efectuadas. Por ejemplo, de los datos de campo y laboratorio analizados por Van Rijn, encontró que el 77% de ellos caían en un rango entre el doble y la mitad de lo expresado en sus ecuaciones. Es decir, calculó un 100% de error en el valor superior y 50% en el inferior. Además, el 23% de los puntos se salieron de ese rango involucrando un error mayor.

Con lo anterior, es imprescindible que los resultados del modelo sean analizados con cautela y tal vez los alcances de los resultados permitan establecer un análisis cualitativo más que cuantitativo del problema de sedimentos en las tres zonas estudiadas.

4.c CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Como se ha mencionado anteriormente, la modelación de sedimentos se hizo con ayuda del software Iber 2D. Las primeras modelaciones para entender el funcionamiento del software Iber se realizaron utilizando un tamaño de malla de 50m. El modelo digital de elevaciones de la zona de estudio para los análisis preliminares se muestra en la figura 4.c.1.

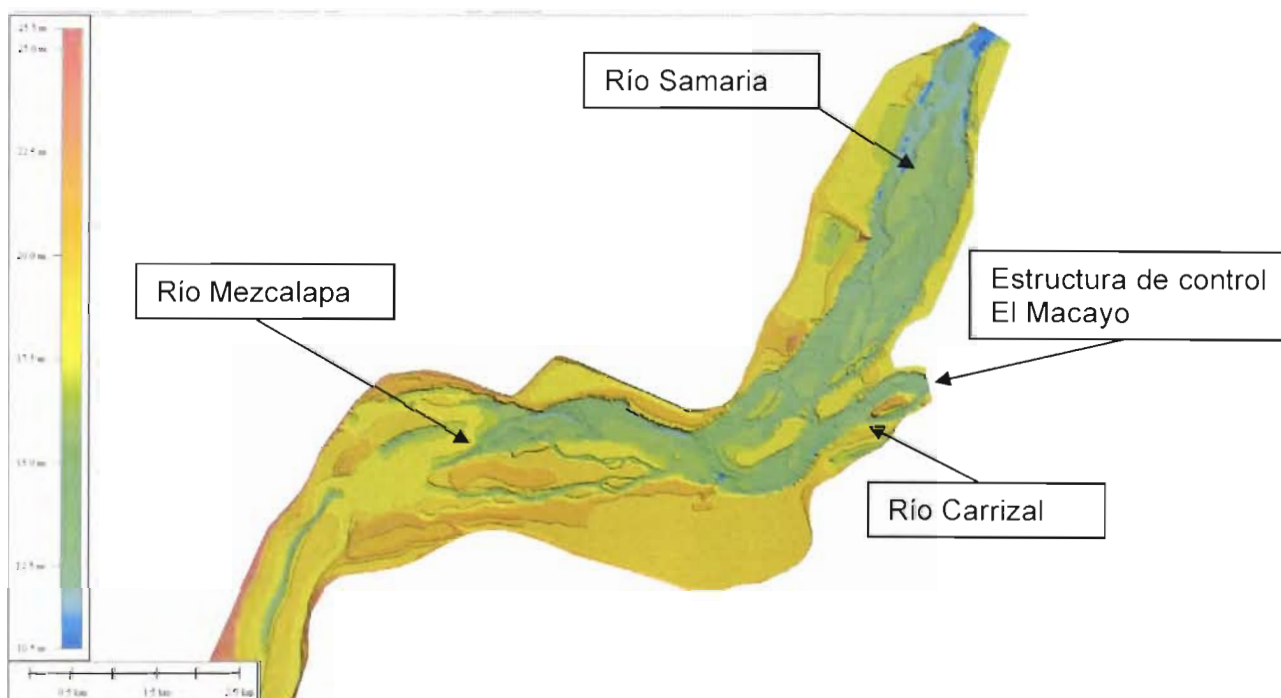


Figura 4.c.1. Modelo digital de elevaciones utilizado en las modelaciones preliminares

Las modelaciones hechas preliminarmente permitieron ver los alcances del software y evaluar las condiciones hidráulicas de frontera que se utilizaron en los modelos finales. La malla utilizada para estos análisis previos es una malla estructurada con tamaños de 50x50m. El hidrograma de entrada para este análisis previo fue el que se muestra en la figura 4.c.2.

Las condiciones de salida se supusieron como sigue:

- Para el río Carrizal, aguas arriba de la estructura de control “El Macayo” se supuso un nivel constante a la 16 m.s.n.m (más adelante se establece la condición de salida definitiva)
- Para el puente Samaria, se consideró la curva elevaciones-gasto mostrada en la figura 4.3.c.

Se consideró una $n=0.027$ (coeficiente de Manning)



Figura 4.c.2. Hidrograma de entrada en la modelación preliminar de la bifurcación

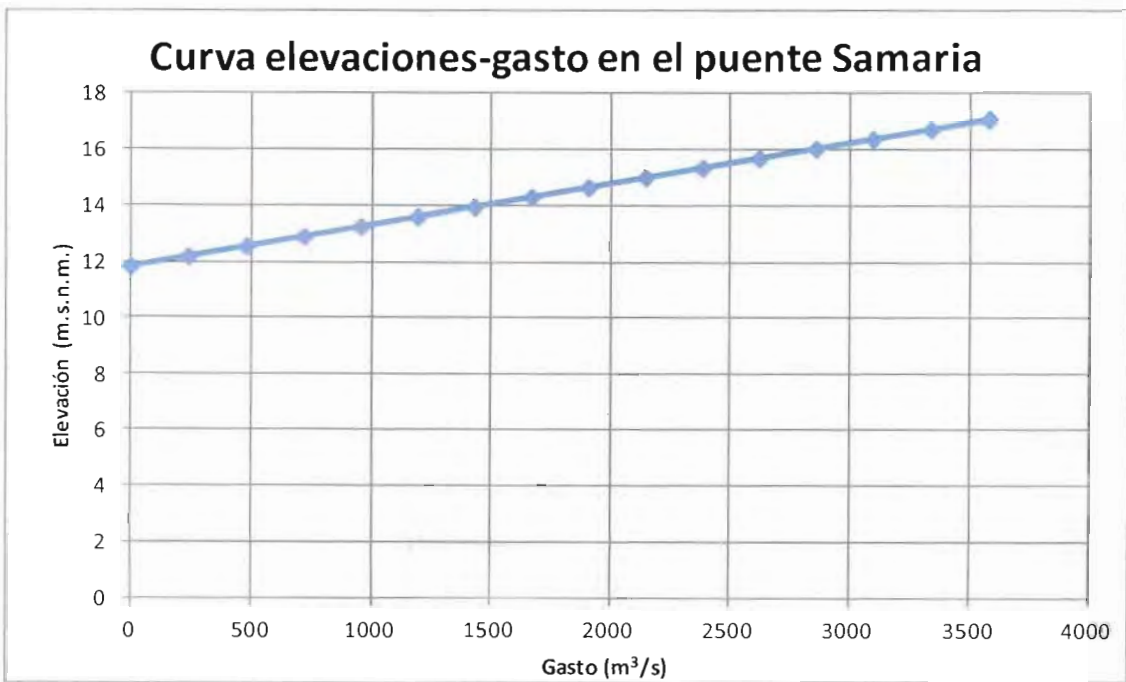


Figura 4.c.3. Curva elevaciones-gasto en el puente Samaria

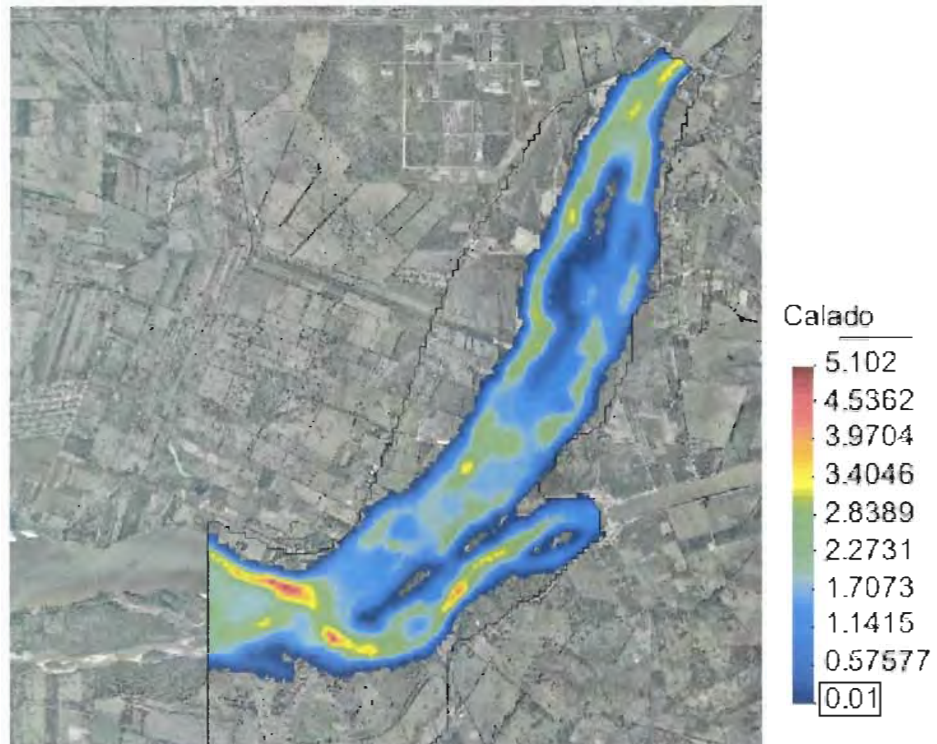


Figura 4.c.4. Resultados preliminares de profundidades en la bifurcación

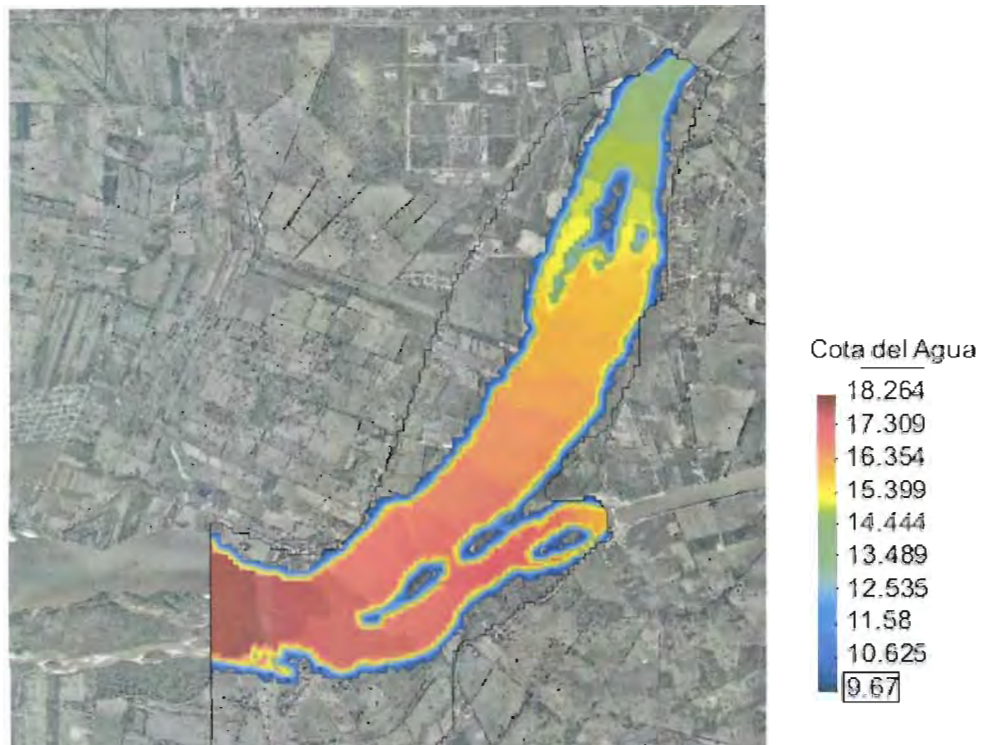


Figura 4.c.5. Resultados preliminares de la elevación de la superficie libre del agua

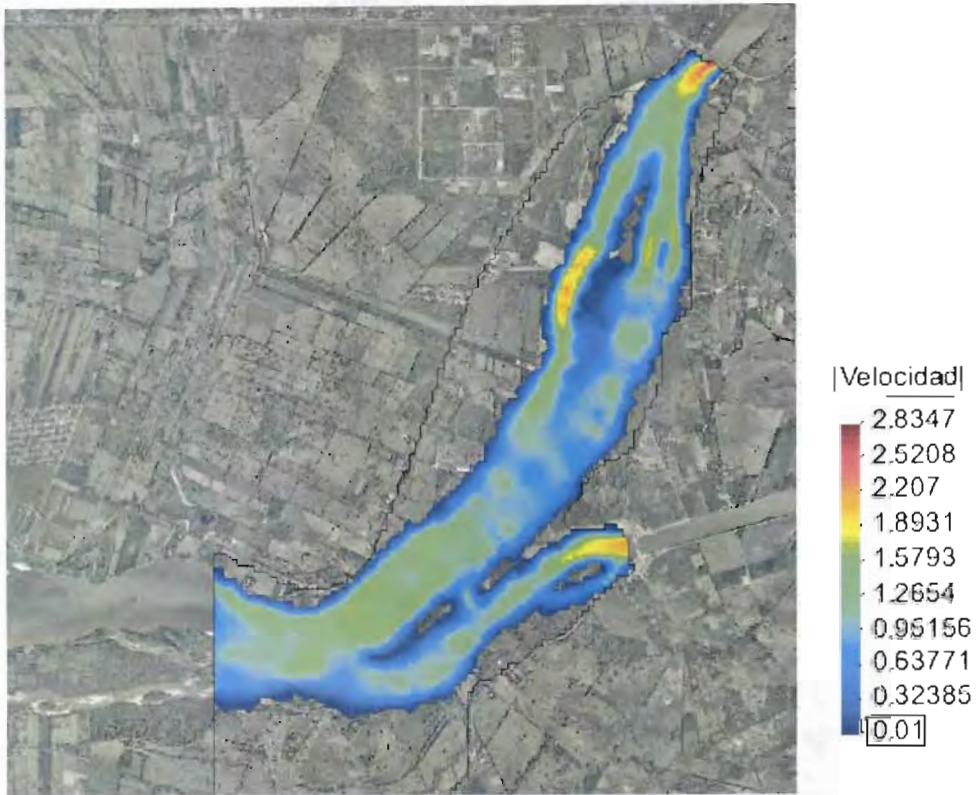


Figura 4.c.6. Resultados preliminares de la velocidad

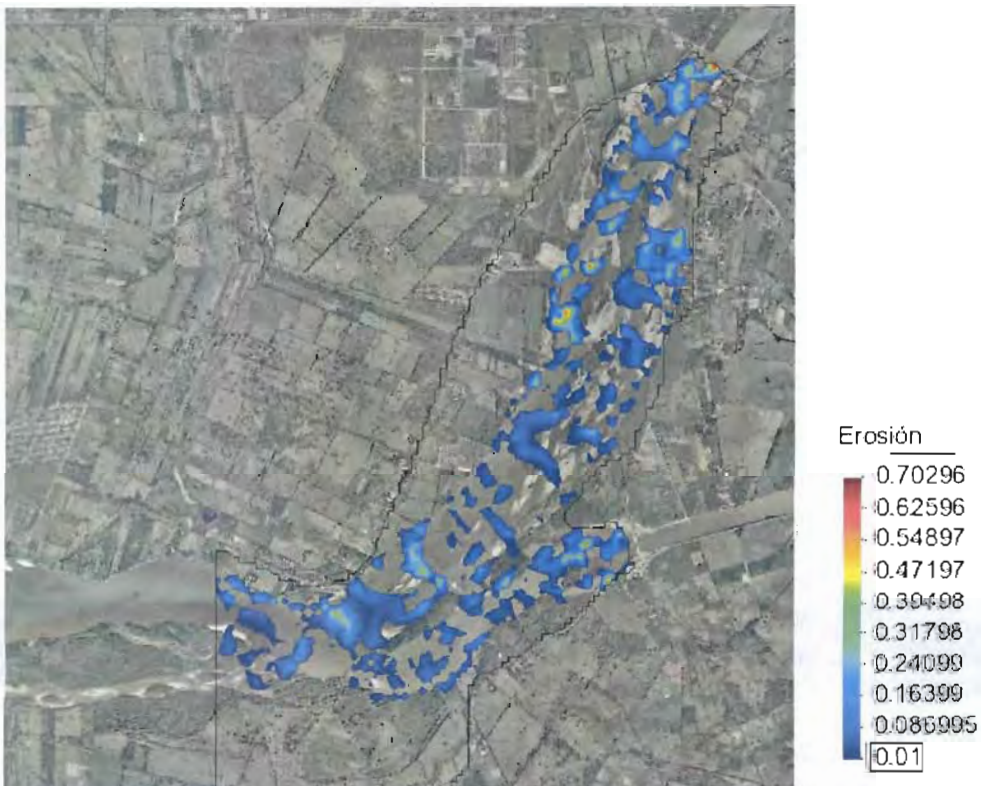


Figura 4.c.7. Resultados preliminares de erosión suponiendo $D50=0.005\text{mm}$ en el fondo



Figura 4.c.8. Resultados preliminares de depósitos suponiendo $D_{50}=0.005\text{mm}$ en el fondo

El objetivo de este estudio es calcular mediante software especializado el transporte de sedimentos en la zona de la bifurcación y la aportación de sedimentos en la desembocadura de los ríos Samaria y Grijalva.

En primera instancia, es indispensable considerar que en la zona de la bifurcación del río Mezcalapa predomina el arrastre de sedimentos de fondo, mientras que para establecer el balance de sedimentos en la zona de la desembocadura de los ríos González y Grijalva es necesario y de acuerdo al detalle de la información obtenida, realizar una simulación a nivel de cuenca para estimar la aportación de sedimentos en dichas zonas. Para esto, se utilizarán dos software diferentes. Para la zona de la bifurcación se usó el modelo Iber v 1.7 (descrito con detalle en capítulos anteriores) mientras que para estimar el balance de sedimentos en la desembocadura se aplicó la ecuación universal de la pérdida de suelo modificada (MUSLE, por sus siglas en inglés) a través del software ArcSWAT (2009).

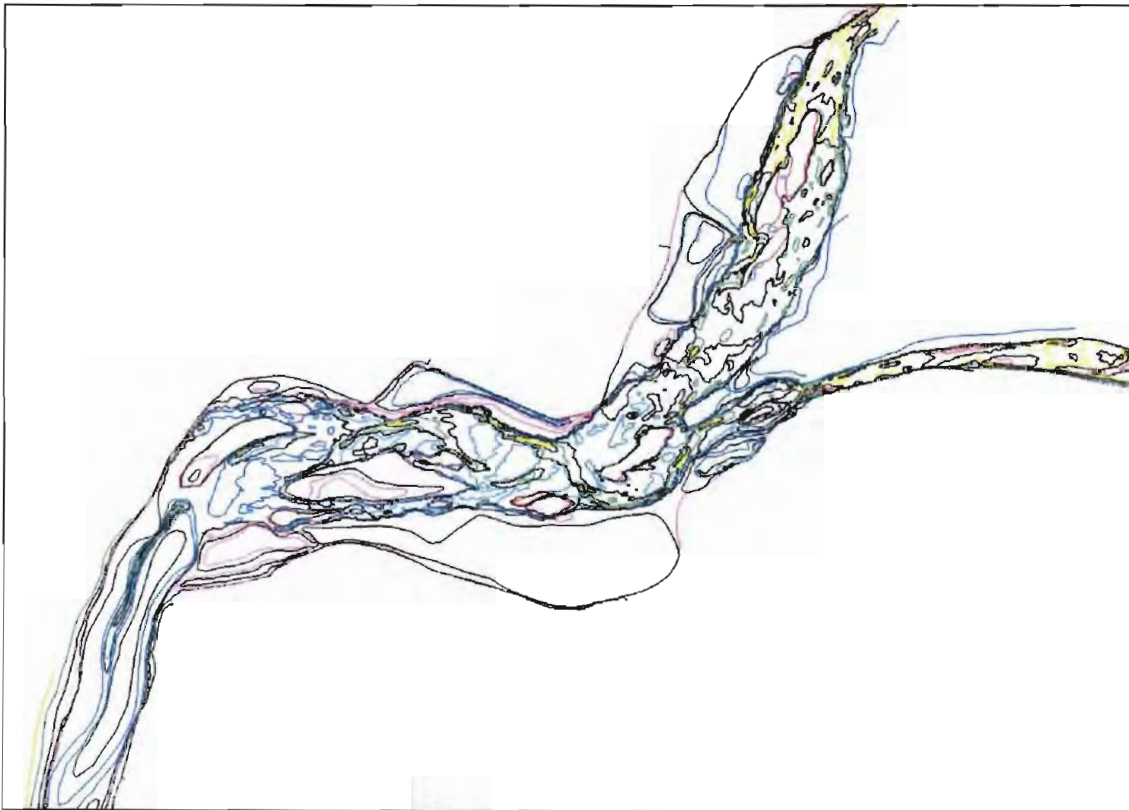
Cálculo del transporte de sedimentos en la zona de la bifurcación

Una adecuada modelación matemática en dos dimensiones necesariamente involucra la obtención o generación de un Modelo Digital de Terreno (MDT) que sea representativo del sitio de estudio, además de tener las condiciones de frontera adecuadas, generalmente, obtenidas con mediciones realizadas en campo. La información base con que se cuenta es, para la zona de la bifurcación, una batimetría realizada por la Comisión Nacional del Agua para el año 2000 y los registros desde el año 1999 a junio de 2012 de aforos y lecturas de escala en las

estaciones, Samaria, sobre el río del mismo nombre, y la estación González, a 30 kilómetros aproximadamente aguas abajo de la estructura de control "El Macayo", sobre el río Carrizal. De acuerdo con INEGI (2011), los Modelos Digitales de Elevación son una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.

Estos valores están contenidos en un archivo de tipo raster con estructura regular, el cual se genera utilizando equipo de cómputo y software especializados. En los modelos digitales de elevación existen dos cualidades esenciales que son la exactitud y la resolución horizontal o grado de detalle digital de representación en formato digital, las cuales varían dependiendo del método que se emplea para generarlos. Para el caso de los que son generados con tecnología LIDAR se obtienen modelos de alta resolución y gran exactitud (valores submétricos).

La batimetría y topografía original utilizada en este estudio fue proporcionada mediante curvas de nivel, a cada metro que fueron trianguladas para obtener una primera aproximación del Modelo Digital de Terreno.



**Figura 4.c.9. Información recopilada. Batimetría de la bifurcación para el año 2000.
CONAGUA**

Como se buscó tener la mejor aproximación real del terreno posible, se evaluó la posibilidad de utilizar el modelo Digital de Elevaciones de INEGI, sin embargo, cabe mencionar que las características de este modelo son las siguientes:

- Las alturas se guardan en valores enteros con signo utilizando 16 bits para cada dato
- Cada dato corresponde a una celda de 1" x 1" (segundos de arco).

- Las unidades de alturas (Z) están en metros
- La información se proporciona en coordenadas geográficas
- El datúm corresponde a ITRF92 época 1988.0, elipsoide GRS80
- La cobertura geográfica del CEM corresponde a la Republica Mexicana en su totalidad.
- El CEM se distribuye principalmente a través de internet y puede ser obtenido conforme a las diferentes alternativas presentadas
- El formato de distribución es el denominado BIL (Banda entrelazada por línea)

Los datos del MDE de INEGI corresponden a un tamaño de celda de 1x1 segundo de arco que equivale a una malla de 30x30 metros aproximadamente, al convertirla en una proyección UTM. Esta definición no permite tener una adecuada representación del terreno, ya que la resolución es muy grande. En la figura siguiente se muestra la definición del modelo digital de elevaciones de INEGI y el modelo procesado a partir de las curvas de nivel.

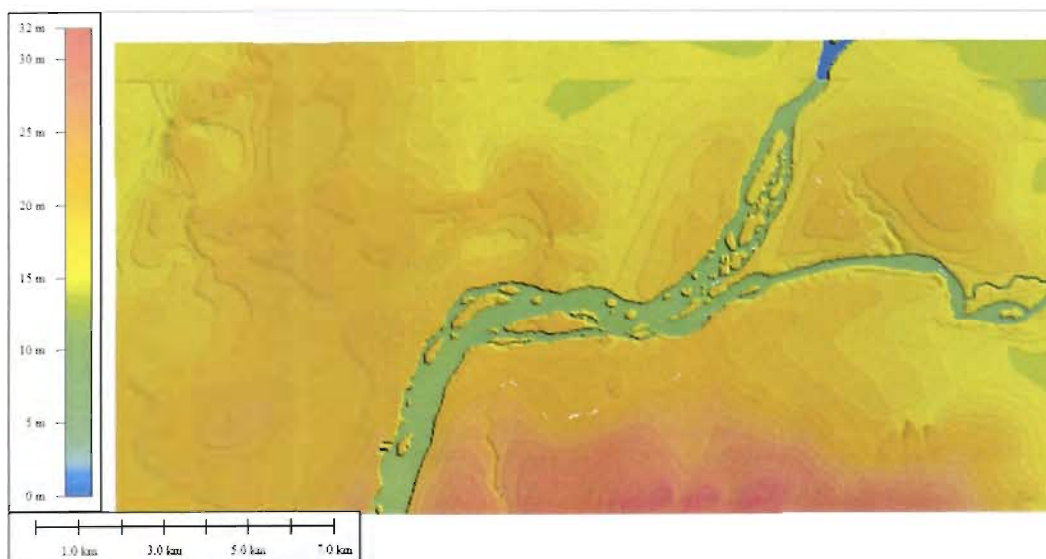


Figura 4.c.10. Modelo Digital de Elevaciones de INEGI para la zona de la bifurcación

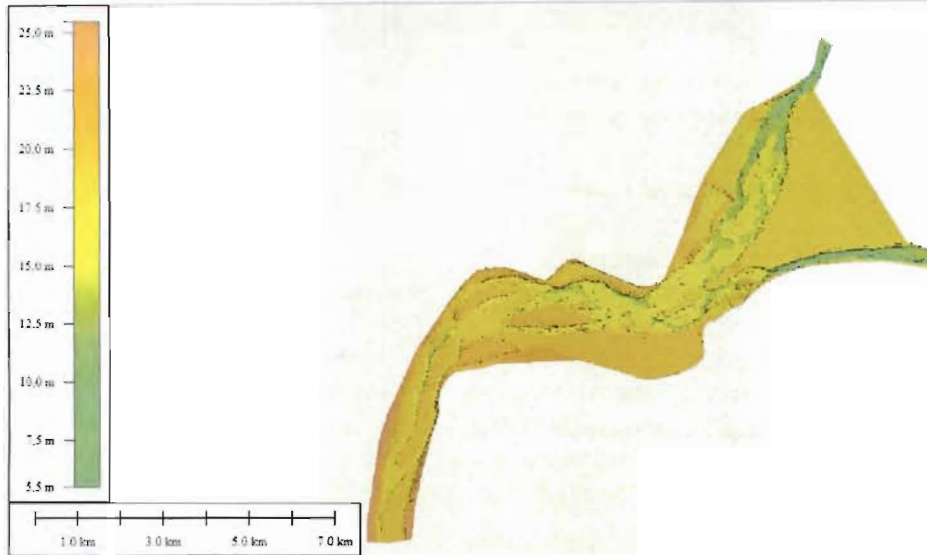


Figura 4.c.11. Modelo Digital del Terreno procesado a partir de curvas de nivel a cada metro.

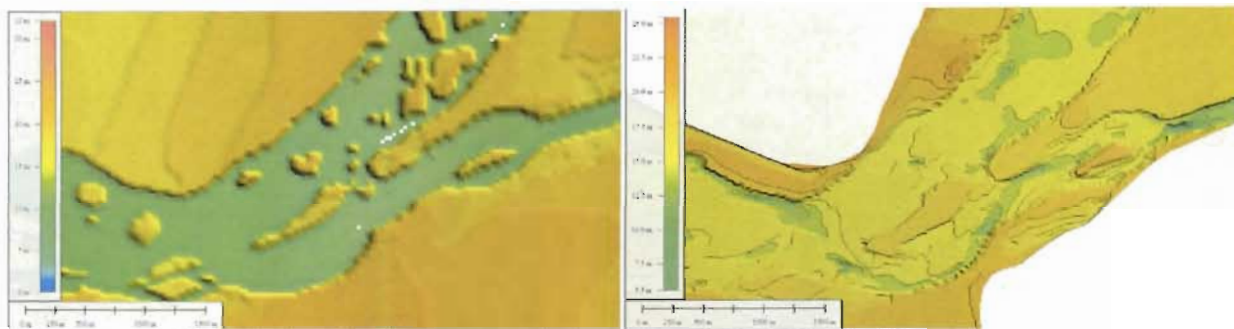


Figura 4.c.12. A la izquierda se aprecia la pobre definición del Modelo Digital de INEGI (para este tipo de estudios), mientras que en el lado derecho se aprecia la definición del Modelo Digital de Terreno procesado a partir de curvas de nivel a cada metro.

De las figuras anteriores se observa que el Modelo Digital de Elevaciones de INEGI, en varios casos puede ser información útil, principalmente cuando se desea tener una aproximación del relieve del terreno y no se disponga de otra fuente de información. Sin embargo, para la zona de estudio es necesario tener más detalle, además de que la información debe ser actualizada.

Como se mencionó anteriormente, la información base, obtenida mediante curvas de nivel a cada metro corresponde a un levantamiento realizado en el año 2000. Tomando en cuenta que el levantamiento se realizó hace 12 años, fue necesario realizar una corrección para aproximar la topografía y batimetría al año 2008. Para ello se utilizaron fotografías aéreas tomadas en enero de 2008 y como se cuenta con el registro hidrométrico de esa fecha, fue posible realizar un ajuste en la triangulación para definir las características del terreno visibles en las fotografías, tales como islas, trazo de la margen y zonas preferenciales del cauce, todo ajustado con los resultados de la modelación bidimensional para el gasto que escurría en la fecha de la fotografía.

Ajuste del Modelo Digital del Terreno para el año 2008

El modelo Digital del Terreno para el año 2000 se muestra en la figura siguiente:

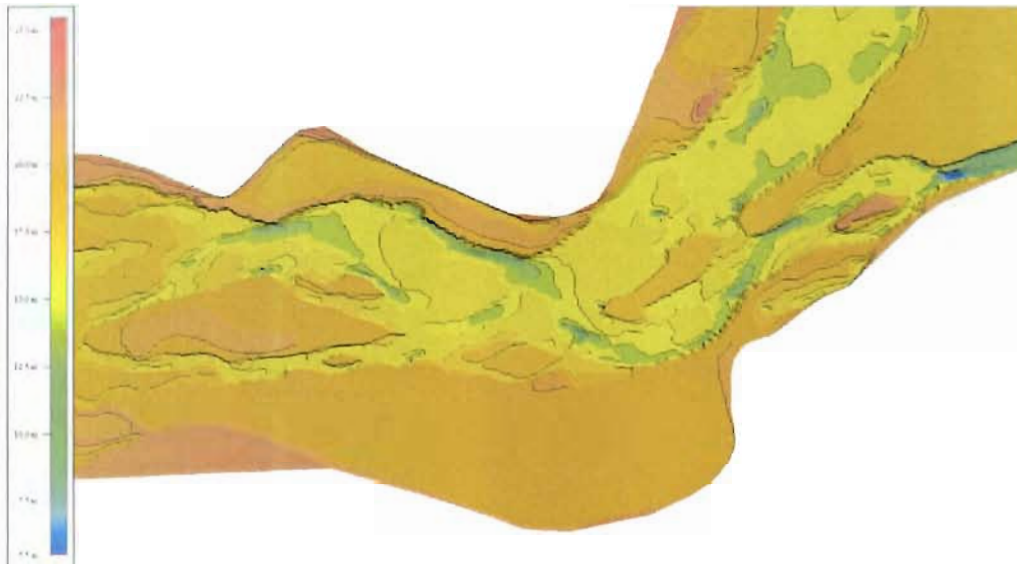


Figura 4.c.13. Detalle del MDT para el año 2000.

El proceso de ajuste del MDT se puede esquematizar con la figura siguiente. En esta figura se pueden notar las diferencias entre el modelo digital de elevaciones generado con la información del año 2000 y la configuración del terreno al año 2008.



Figura 4.c.14. Ajuste del MDT del año 2000 para obtener una aproximación del MDT del año 2008 mediante fotografías aéreas

Después de realizar el ajuste a la triangulación del MDT del año 2000 se obtuvo el MDT referido al año 2008 mostrado en la figura siguiente

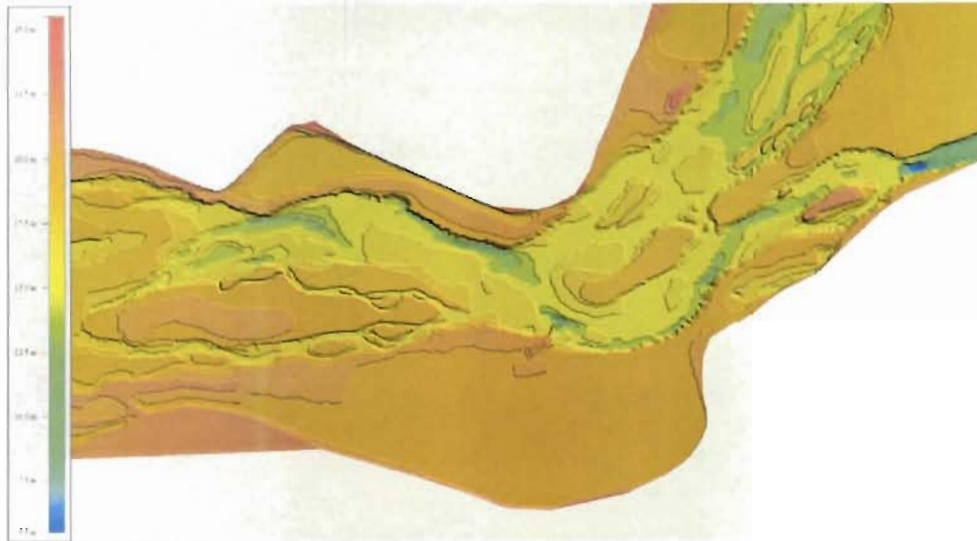


Figura 4.c.15. MDT del año 2008 obtenido con ayuda de fotografías aéreas de INEGI

Hasta aquí se ha explicado la generación del Modelo Digital del Terreno, mismo que constituye la información base para realizar modelos bidimensionales de flujo. Sin embargo, los modelos son sensibles a las condiciones de frontera impuestas, por lo que la definición de estas condiciones son las que se explican a continuación.

Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera se obtuvieron a partir del registro de mediciones hidrométricas (niveles y gastos) realizados por la Comisión Nacional del Agua, en el periodo comprendido entre el 01/01/1999 y el 10/07/ 2012. Para la definición de las condiciones de frontera además se utilizaron las lecturas de escala realizadas en la estructura de control El Macayo. La información utilizada para establecer las condiciones de frontera se muestran en el anexo 4.b.1.

Como primer instancia, en la figura siguiente se esquematizan las condiciones de frontera impuestas en el modelo.

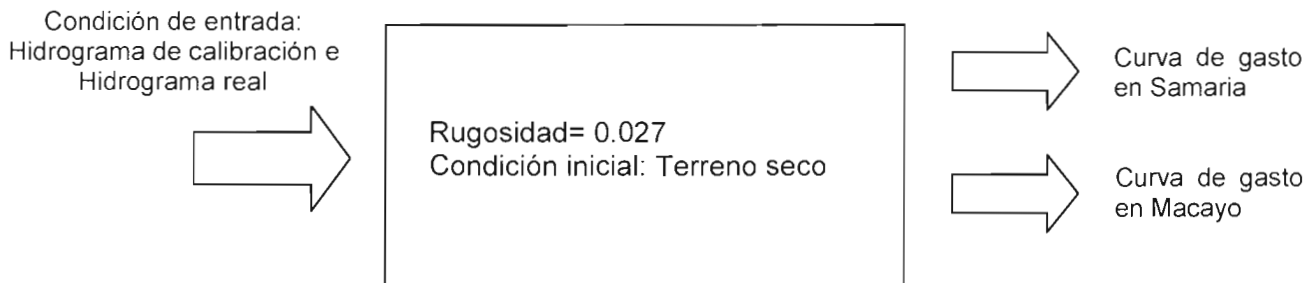


Figura 4.c.16. Esquema de las condiciones impuestas al modelo bidimensional

La condición de entrada (hidrograma de calibración) se muestra en la figura 4.c.17. Ahí se nota que el hidrograma no corresponde a una situación real y tiene la función de establecer gastos de entrada en forma escalonada para verificar la proporción del flujo y su división en la bifurcación. Es por ello que a este hidrograma se la denominó "hidrograma de calibración".

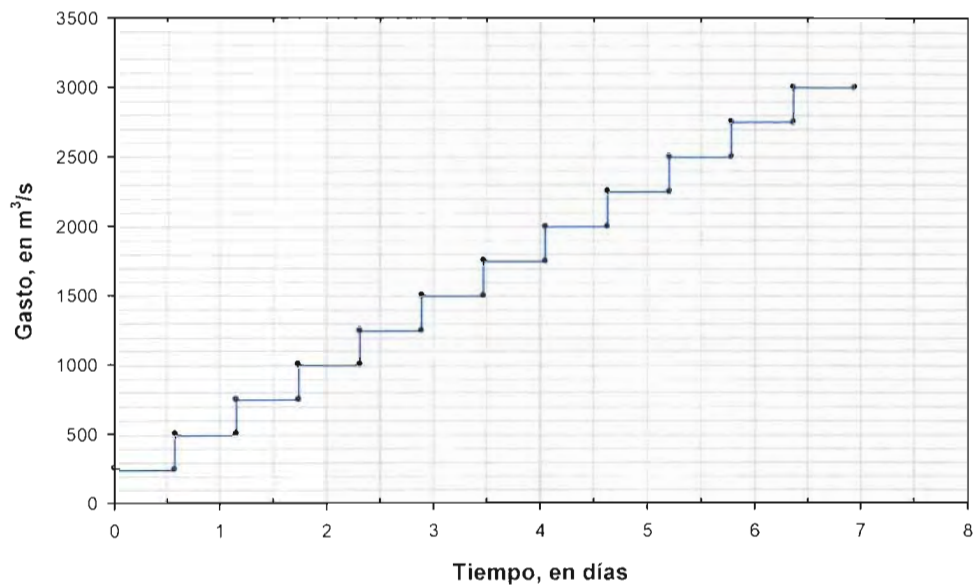


Figura 4.c.17. Hidrograma de entrada para el proceso de calibración para la verificación de la distribución de gastos por los ríos Samaria y Carrizal

Para establecer el hidrograma que representa la condición real, se ha planteado un hidrograma que corresponde a las mediciones de gasto registradas en las estaciones Samaria y González. Las consideraciones hechas para el hidrograma de entrada real son, por un lado, que la suma del gasto que pasa por Samaria y González es el gasto que escurre por el río Mezcalapa y por otro lado, no se toma en cuenta el tiempo de traslado hacia ambas estaciones, es decir, se supone que ocurren simultáneamente, tomando en consideración los registros para el mismo día y a la misma hora.

Ahora bien, las lecturas de escala en las estaciones Samaria y aguas arriba de la cortina de la estructura de control El Macayo han permitido estimar las curvas elevaciones-gasto para las dos salidas del modelo.

Para la estación Samaria, se cuenta con el registro de elevaciones y gasto desde el año 1999 hasta julio de 2012, cuyos valores, si son graficados, muestran una tendencia marcada en la que se puede trazar una curva de ajuste, como la mostrada en la figura siguiente:

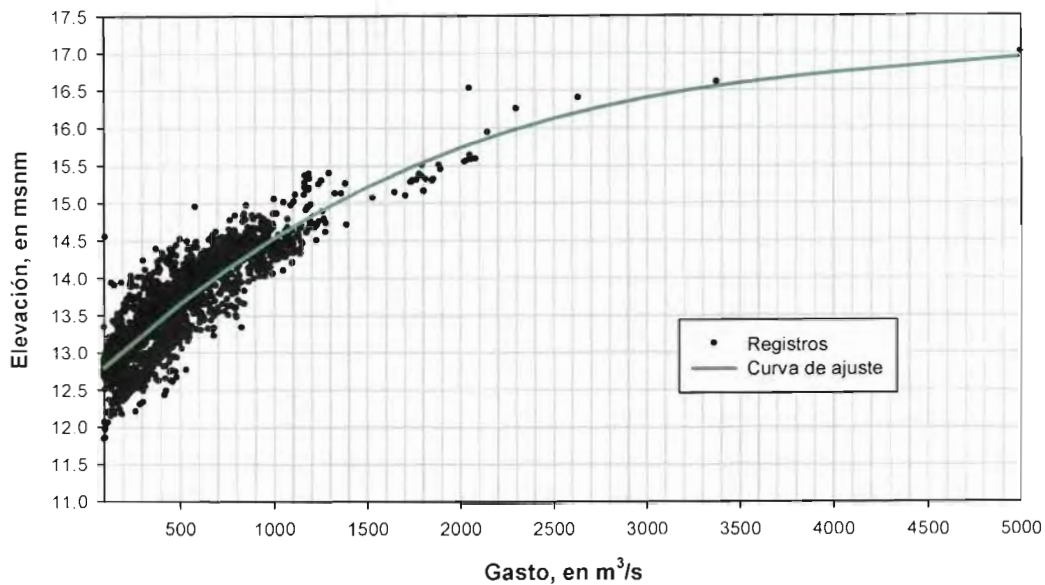


Figura 4.c.18. Curva elevaciones-gasto para la estación Samaria, del 01/01/1999 al 14/09/10

Para el caso de la condición de salida en el Macayo se tiene una situación complicada, ya que, por un lado, la medición de gasto se realiza en la estación González y se han tomado en cuenta las lecturas de escala en el Macayo, con 30 kilómetros de distancia entre ambos sitios. Sin embargo, considerando la situación anterior y tomando como válido que el gasto que pasa entre Macayo es muy parecido al gasto medido en la estación González (ya que no existen aportaciones adicionales, excepto la lluvia), entonces se trazó la curva elevaciones-gasto para establecer la segunda condición de salida en el modelo (ver figura 4.c.21)

En los modelos realizados en este estudio se ha supuesto, para efectos de simplificación, que la rugosidad es constante, y dada la experiencia de estudios anteriores en los ríos de Tabasco como CONAGUA-IIUNAM (2009), se ha utilizado un valor de 0.027. La condición inicial es de terreno seco, por lo que se ha provisto del tiempo necesario para que el flujo se estabilice logrando la condición de continuidad.

Ahora bien, es necesario mencionar que en el modelo bidimensional, a menos que no se especifique una condición de entrada o salida, los contornos de la malla representan un muro infinitamente alto, por lo que no habrá salida de flujo del modelo. Esto debe tenerse presente cuando el gasto es alto y desborda de los barros naturales. Sin embargo, el contorno de la malla del modelo se ha definido en función de los bordos izquierdo y derecho y considerando que la elevación de dichos bordos es suficiente para contraer cualquier condición de flujo.

Resultados del proceso de calibración del modelo hidrodinámico

Los resultados del modelo bidimensional, considerando que no se había realizado la prolongación del espigón y no se había construido la cortina en El Macayo, en los primeros intentos arrojaron una distribución de gasto Mezcalapa-Carrizal como la mostrada en la figura siguiente.

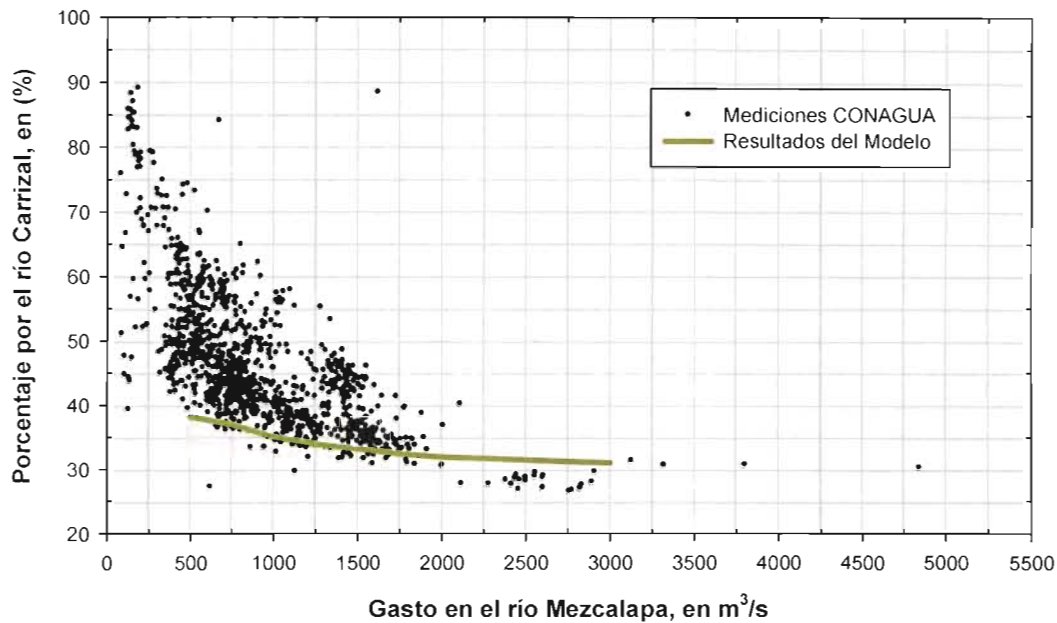


Figura 4.c.19. Distribución de gasto Samaria-Carrizal

Aunque estos resultados fueron desechados se ha decidido mencionarlos y ponerlos en este informe ya que da el primer paso para explicar el proceso de calibración realizado. De la figura anterior se puede notar que para gastos bajos, la distribución del gasto que escurría por el río Carrizal fue baja en comparación con las mediciones realizadas por la Comisión Nacional del Agua. Es importante recordar que el Modelo Digital del Terreno fue inferido a partir de un levantamiento batimétrico para el año 2000, por lo que se esperaba verificar que el MDT fuera representativo. En el anexo 4.c.2 se muestran los resultados de las distintas corridas efectuadas en Iber v1.7

Sin embargo, al verificar las cotas del agua calculadas por el modelo, se observó que el perfil del agua variaba bruscamente a la salida en El Macayo, lo que da evidencia de que la condición de frontera para esa salida no es representativa. En la figura siguiente se muestra lo anterior.



Figura 4.c.20. Elevaciones de la superficie libre del agua a la salida del Macayo para la condición de salida preliminar.

Para corregir lo anterior, se modificó la curva elevaciones gasto de acuerdo con la siguiente gráfica.

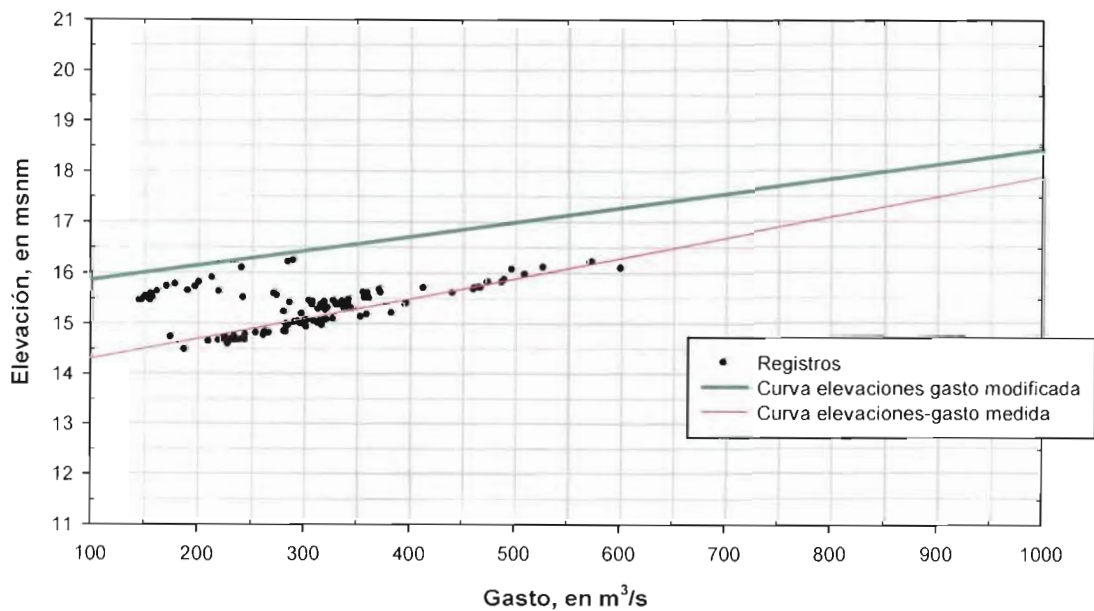


Figura 4.c.21. Curvas elevaciones-gasto para la salida en El Macayo

La superficie libre del agua con la condición de salida modificada en el Macayo se muestra en la figura siguiente:



Figura 4.c.22. Superficie libre del agua con la condición de salida modificada.

Al modificar la condición de salida el modelo arrojó los resultados que se muestran en la figura siguiente:

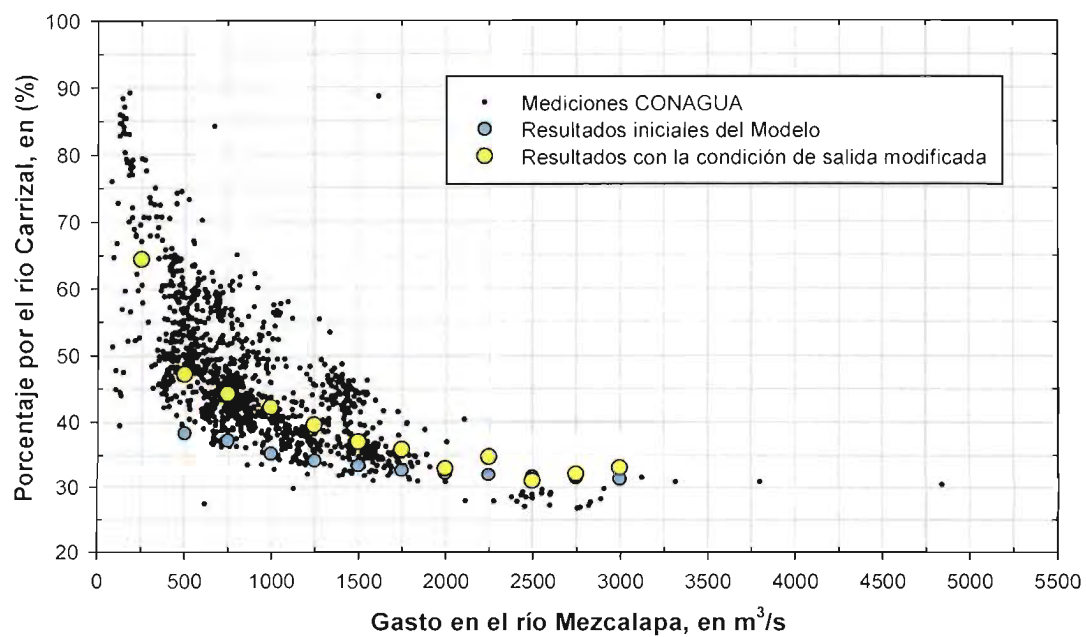


Figura 4.c.23. Distribución Mezcalapa-Carrizal

En la figura anterior se puede notar la sensibilidad y el cuidado que debe ponerse al establecer las condiciones de frontera en un modelo ya que los resultados indiscutiblemente estarán en función de las condiciones de frontera impuestas. En el anexo 4.c.1 se presentan los resultados de la modelación. Ahora bien, los resultados anteriores corresponden a una condición en la que aún no se había construido la prolongación del espigón aguas arriba de la estructura de control El Macayo y no se había construido la cortina del Macayo. A continuación se describen los resultados para las condiciones que en la actualidad (prolongación de espigón + cortina, año 2012).

Resultados y calibración para el modelo de la bifurcación considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina El Macayo

La modelación de la prolongación del espigón se realizó con la ayuda de la herramienta llamada Vía de Intenso desagüe que proporciona Iber, en su versión 1.7. Con esta herramienta es posible mover el dominio del modelo y la principal implicación que tiene esta herramienta, aplicada al espigón en la bifurcación, es que se considera al espigón totalmente impermeable. En realidad, esta herramienta fue pensada para evaluar la zona en la que pasaría una avenida sin producir una sobreelevación estipulada por los organismos de cuenca, considerando por ejemplo la construcción de un muro o bordo de protección. Ahora bien, para el caso de la bifurcación, la vía de intenso desagüe fue trazada de acuerdo con la figura siguiente:



Figura 4.c.24. Trazo del polígono para la vía de intenso desagüe para considerar el espigón en la bifurcación del río Mezcalapa

La consideración más importante de la modelación bidimensional de la zona, considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina del Macayo radica en que para la condición de salida en el Macayo se ha supuesto una única curva elevaciones gasto, pero cabe señalar que la curva elevaciones gasto dependerá de la operación de las compuertas. Como a la fecha no se ha terminado la construcción de la estructura de control margen derecha, resulta difícil establecer una condición de frontera que corresponda a la política de operación del Macayo. Con base en lo anterior, la condición de frontera en el Macayo utilizada para la modelación hidrodinámica y de sedimentos se muestra en la siguiente figura.

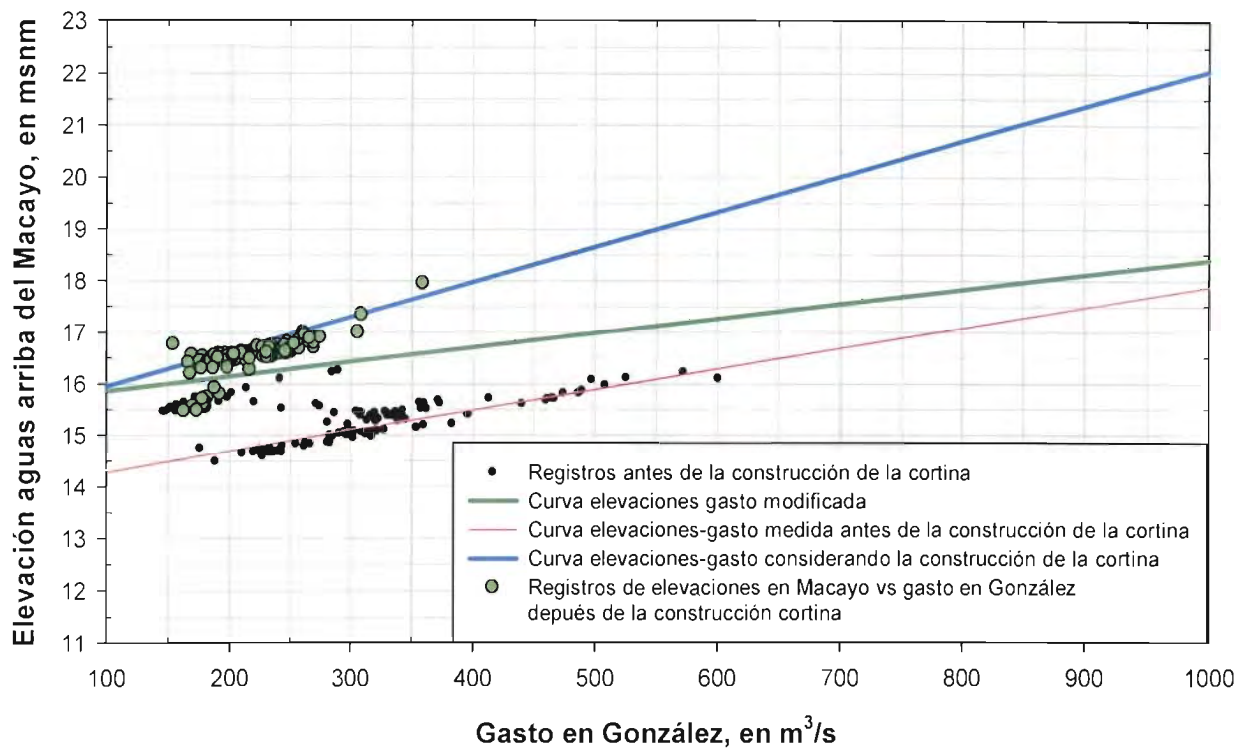


Figura 4.c.25. Condición de frontera considerada tomando en cuenta la construcción de la cortina El Macayo

Las lecturas de escala en El Macayo se realizaron de acuerdo al croquis presentado en la figura siguiente y se eligieron los datos medidos en el sitio 3 (ver figura siguiente) ya que se consideró que estaría lejos de la influencia de la zona de compuertas de la margen izquierda. Además, los datos elegidos corresponden a las fechas en las que las compuertas de la margen izquierda estaban completamente abiertas. Es importante recalcar que bajo estas consideraciones no se toma en cuenta el tiempo de traslado del flujo entre Macayo y la medición de gasto en González.

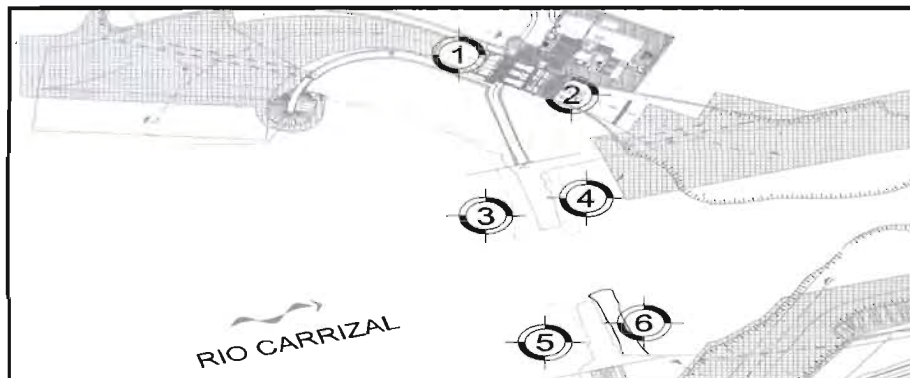


Figura 4.c.26. Lecturas de escala en El Macayo. Fuente: CONAGUA (2011)

Los resultados de la modelación bidimensional considerando la prolongación y la cortina del Macayo se muestran en la figura 4.c.27. Se puede observar que los resultados del modelo matemático arrojan mayores porcentajes de gasto que escurre por el río Carrizal con relación a las mediciones realizadas por la Comisión Nacional del Agua en el periodo comprendido entre el 01 de abril de 2011 y el 03 de julio de 2012, sin embargo, debe tenerse en cuenta que se ha supuesto una condición de frontera en Macayo mientras que la condición de frontera real dependerá de la operación de las compuertas. Es por ello que se ha decidió no hacer otro ajuste a la condición de frontera porque finalmente tampoco las mediciones que se presentan en la figura son representativas del comportamiento una vez terminada la margen derecha.

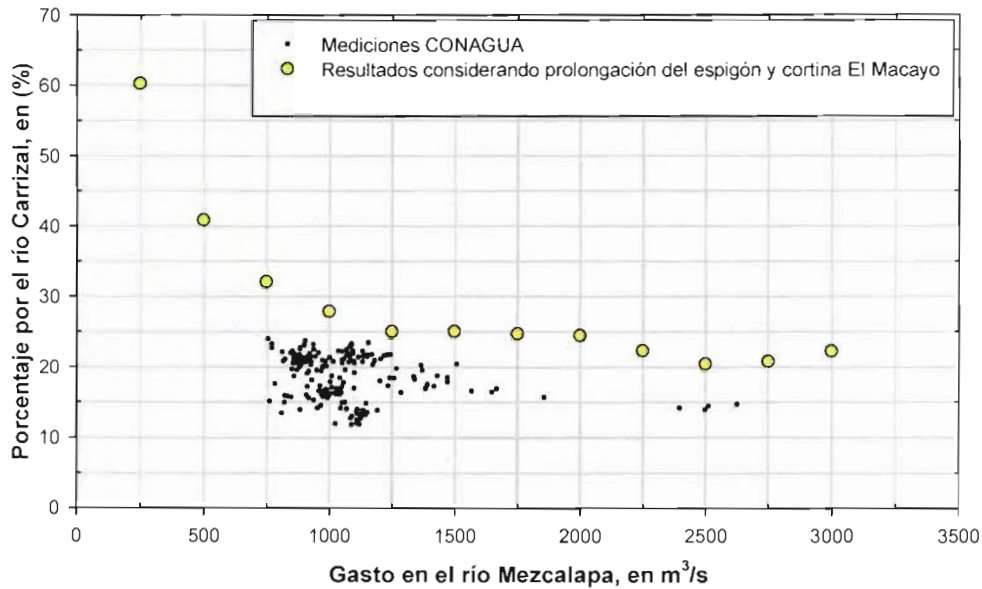


Figura 4.c.27. Resultados del modelo bidimensional considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina El Macayo

Con base en los resultados mostrados en la figura anterior, se tiene entonces la calibración del modelo hidrodinámico que constituye el primer paso para incluir el componente del transporte de sedimentos. Como se ha mencionado anteriormente, las características de los sedimentos en el fondo y en suspensión fueron obtenidas del estudio realizado por la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco en el año 2003. A continuación se presentan los resultados para el módulo hidrodinámico del modelo calibrado

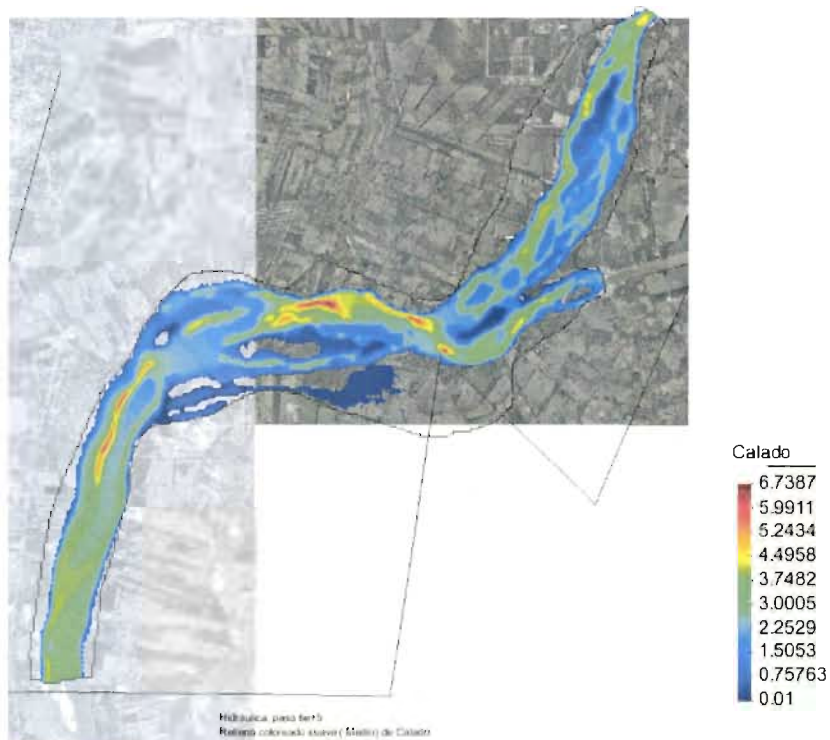


Figura 4.c.28. Profundidades del modelo bidimensional calibrado considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina del Macayo para 3000 m³/s

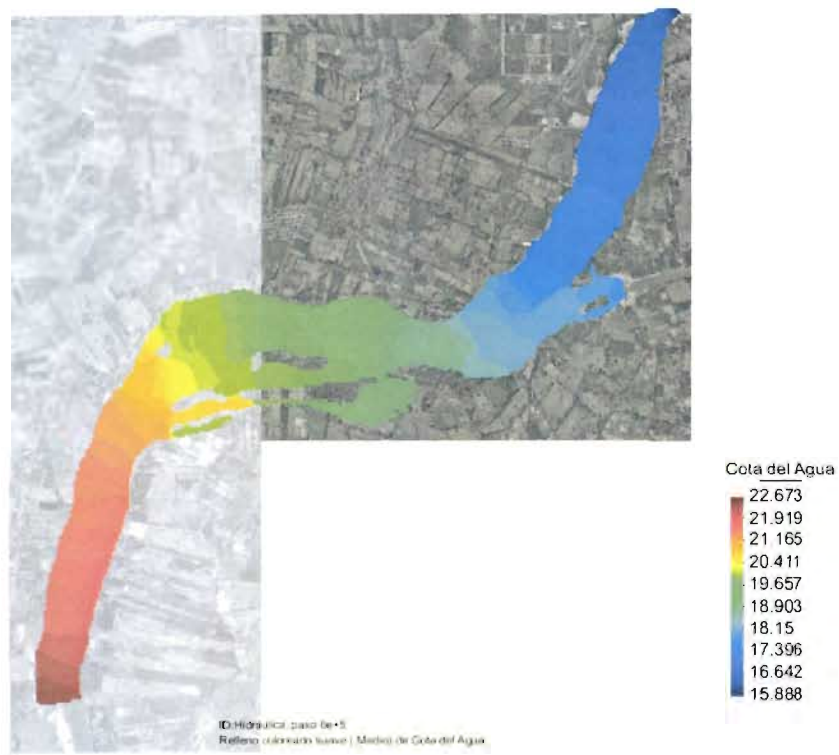


Figura 4.c.29. Elevación de la superficie libre del agua del modelo bidimensional calibrado considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina del Macayo para 3000 m³/s

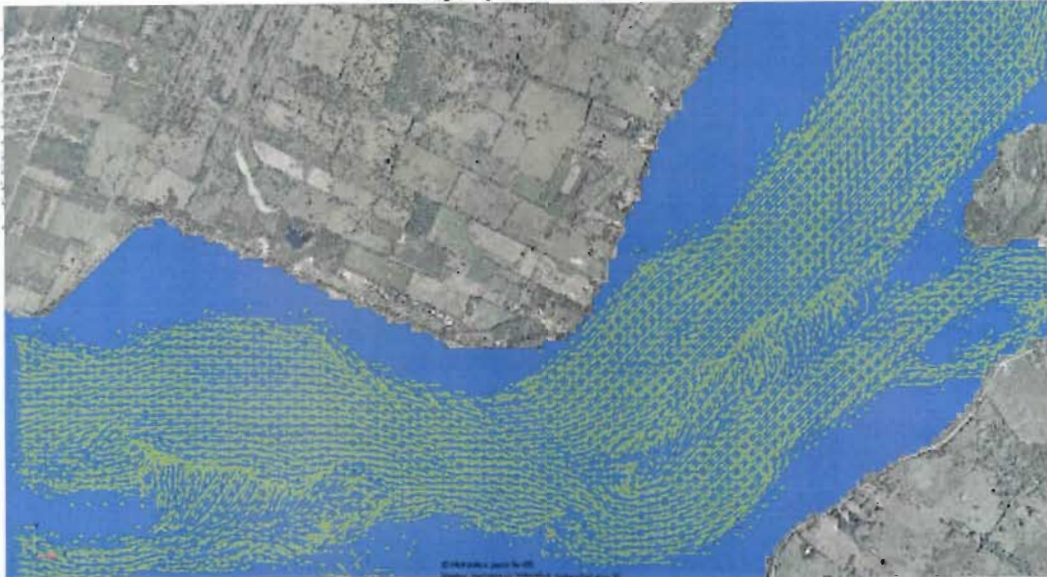


Figura 4.c.30. Vectores de velocidad del modelo bidimensional calibrado considerando la prolongación del espigón y la construcción de la cortina del Macayo para 3000 m³/s

Resultados de la modelación de sedimentos

Antes de presentar los resultados es importante mencionar que el cálculo del transporte de sedimentos es complejo y a primera vista, los resultados de cualquier estimación deben verse en un inicio cualitativamente. En el anexo 4.c.1 se muestran los resultados de las distintas corridas de calibración realizadas con el software Iber v1.7.

Para el caso de la formulación utilizada en el software Iber, en la que se establece la ecuación de conservación de sedimentos en dos direcciones se ha modelado únicamente el transporte de fondo utilizando la ecuación de Van Rijn para el cálculo del gasto sólido.

Como es difícil asociar un periodo de retorno al gasto del río Mezcalapa, ya que los escurrimientos dependerán en gran medida de las extracciones de la presa Peñitas (políticas de operación) y de las aportaciones de los ríos Platanar y Comuapa, se modeló un hidrograma representativo de los escurrimientos por este río determinado a partir de la gráfica de escurrimientos entre los años 1999 a 2011 (ver figura 4.c.31). Las condiciones de salida se han impuesto de acuerdo con las que resultaron de la calibración descrita en capítulos anteriores.

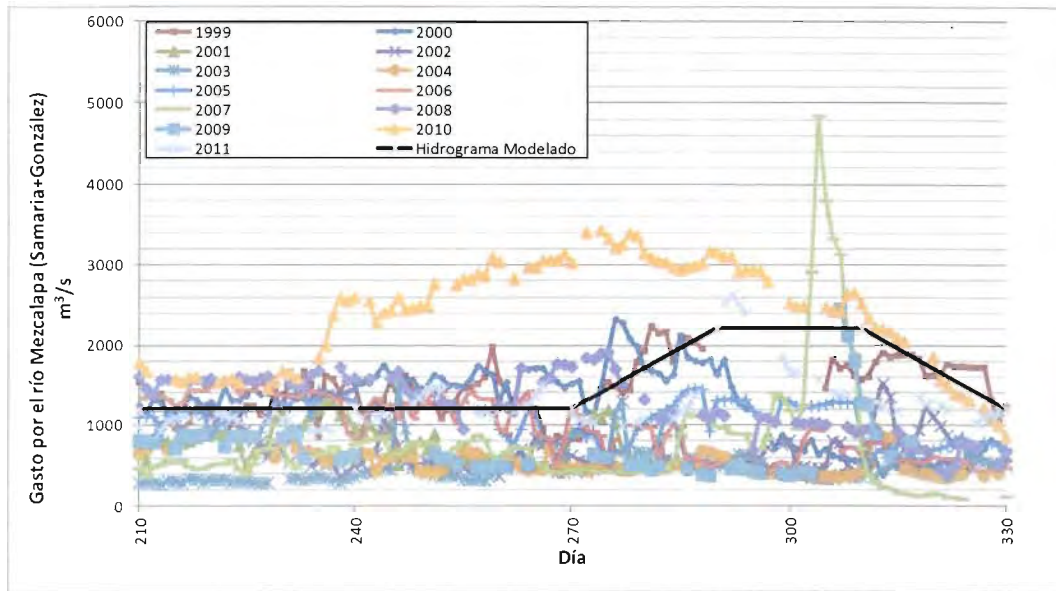


Figura 4.c.31. Hidrogramas en el río Mezcalapa e hidrograma modelado

En la figura anterior se muestra con línea negra el hidrograma modelado que trata de representar los escurrimientos para una temporada de escurrimientos. En esta figura, el día 210 corresponde al mes de julio y el día 330, aproximadamente al final del mes de noviembre.

A continuación se presentan las condiciones hidrodinámicas generadas por el hidrograma de entrada para 5, 19, 20, 30 y 50 días de simulación, principalmente en términos de velocidades medias que toman en cuenta el cambio en la cota del fondo del cauce por la erosión o depósito de material.

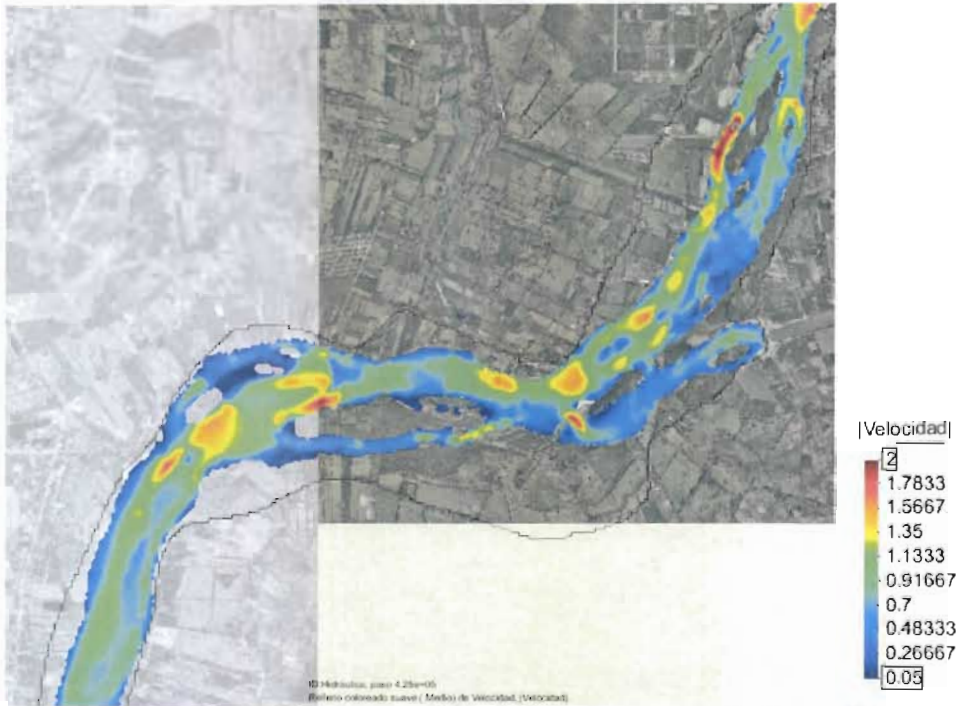


Figura 4.c.32. Velocidades medias del agua para el día 5 de simulación.

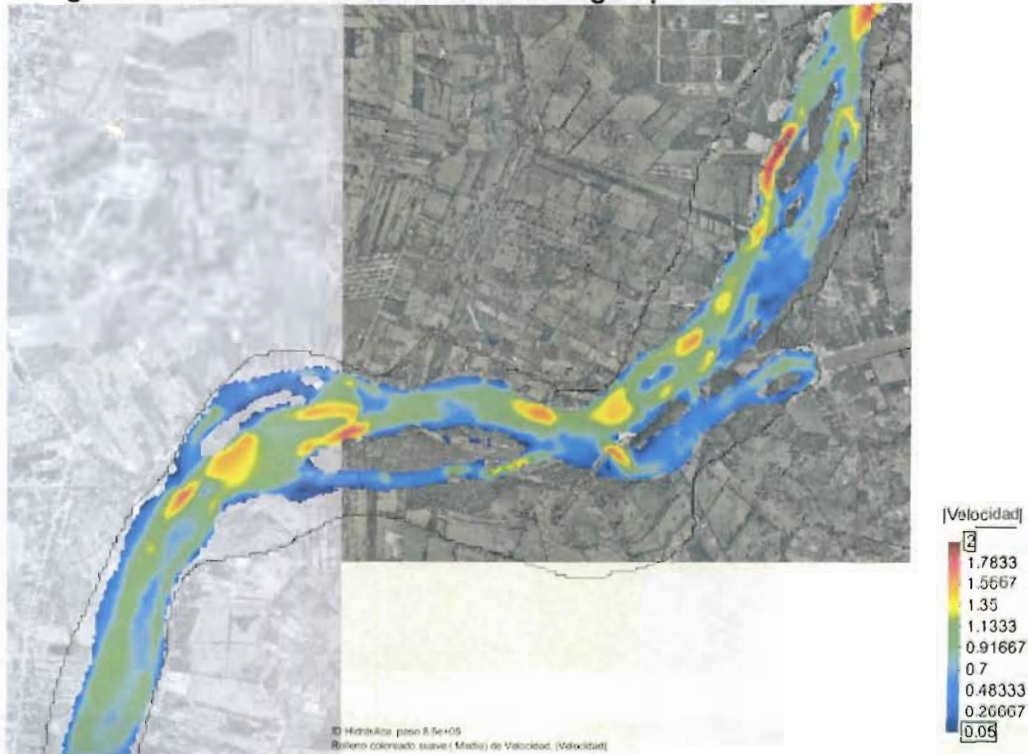


Figura 4.c.33. Velocidades medias del agua para el día 10 de simulación.

A handwritten signature or set of initials, possibly "V.F.", is located in the bottom right corner of the page.

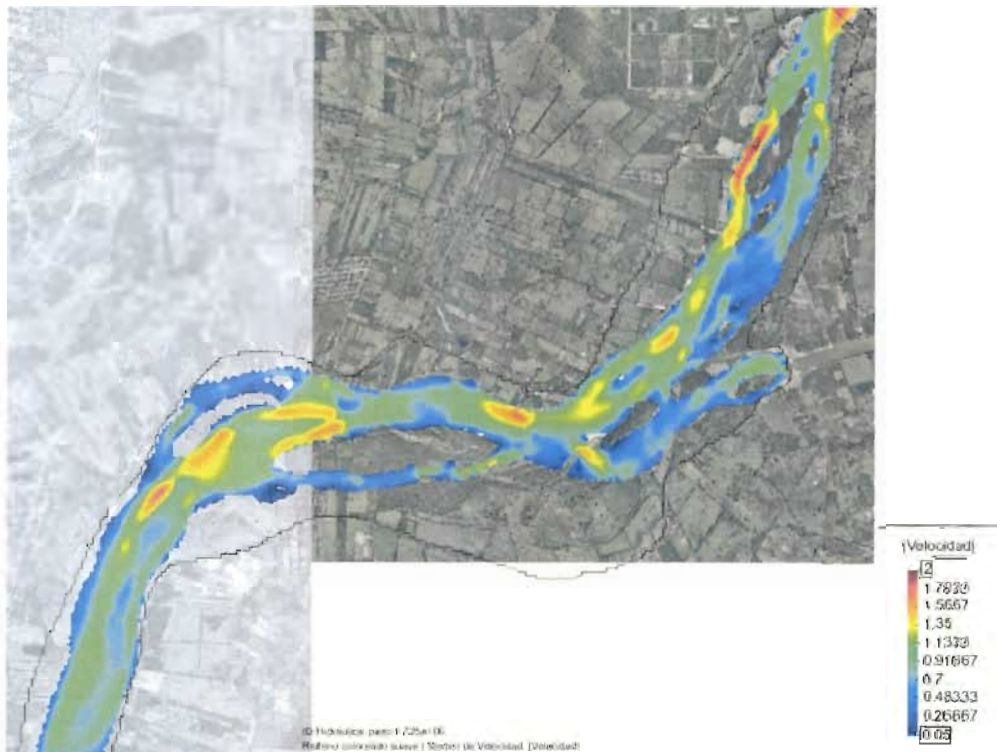


Figura 4.c.34. Velocidades medias del agua para el día 20 de simulación.

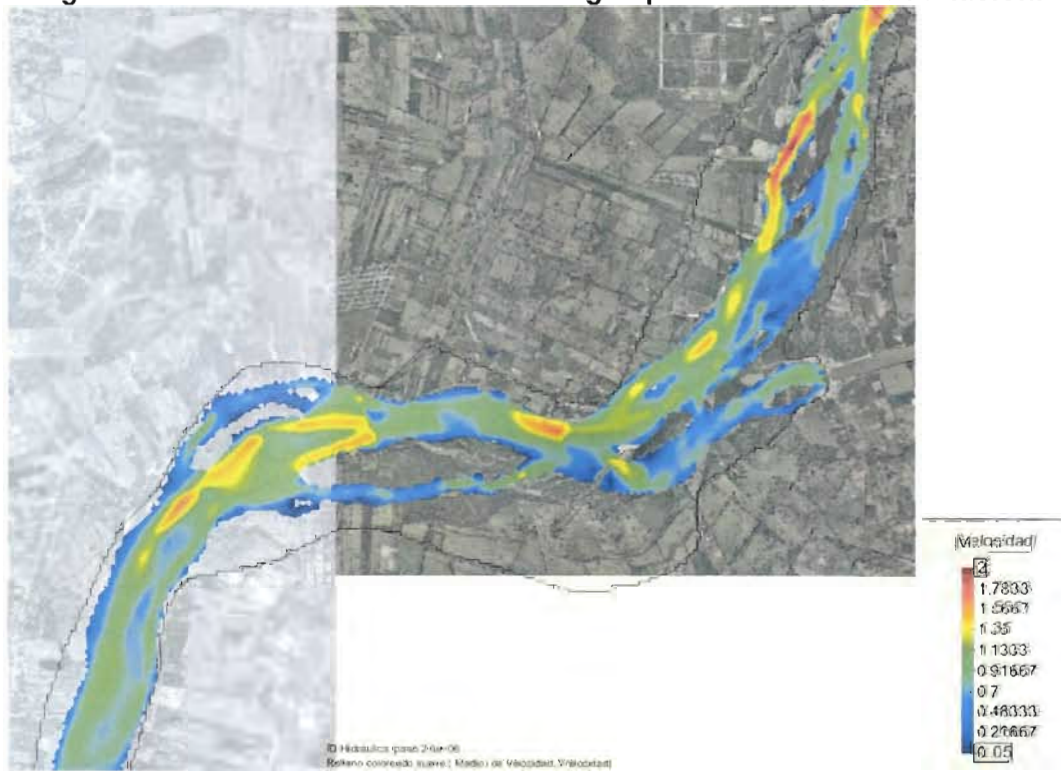


Figura 4.c.35. Velocidades medias del agua para el día 30 de simulación.

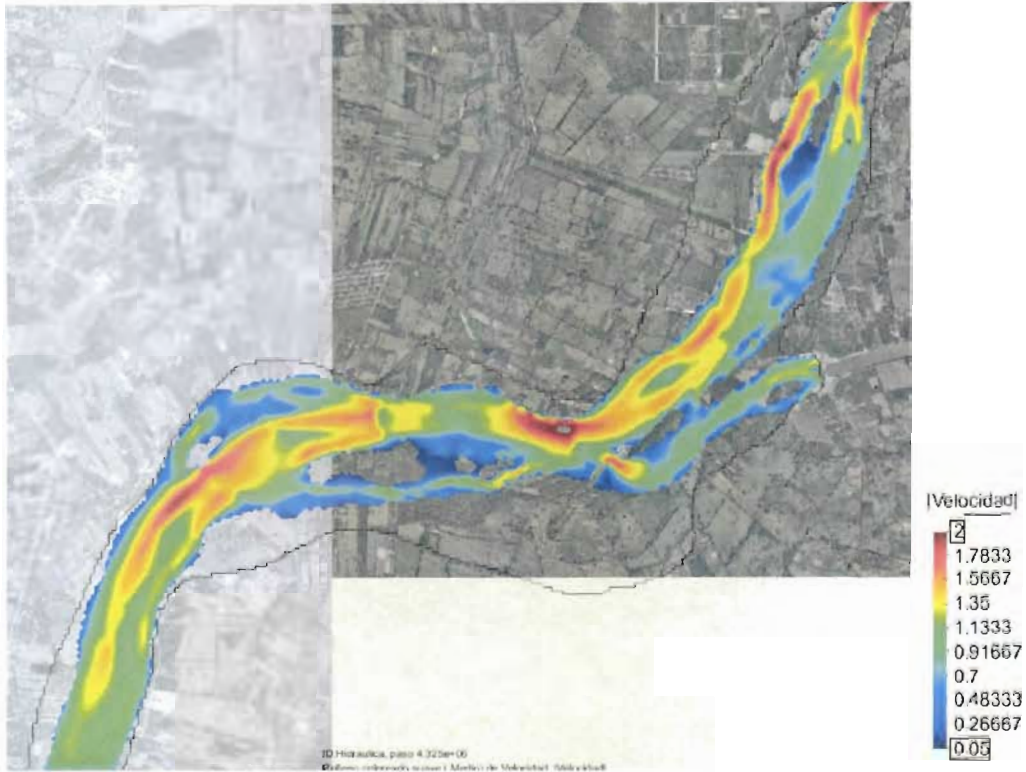


Figura 4.c.36. Velocidades medias del agua para el día 50 de simulación.

A continuación se muestran los resultados del transporte de fondo, calculado por el modelo bidimensional a los 5, 10, 20, 30 y 50 días de simulación.

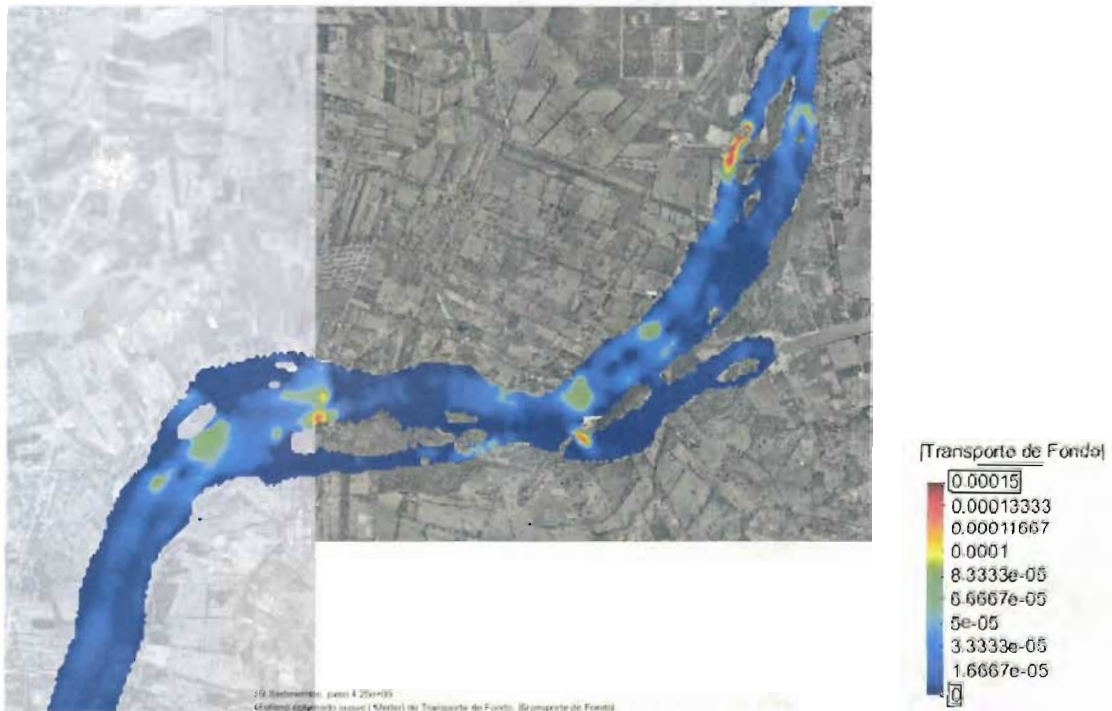


Figura 4.c.37. Transporte de fondo para el día 5 de simulación.

VF

MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN LA ZONA DE LA DESEMBOCADURA DE LOS RÍOS GRIJALVA Y SAMARIA Y EN LA ZONA DE LA BIFURCACIÓN DEL RÍO MEZCALAPA

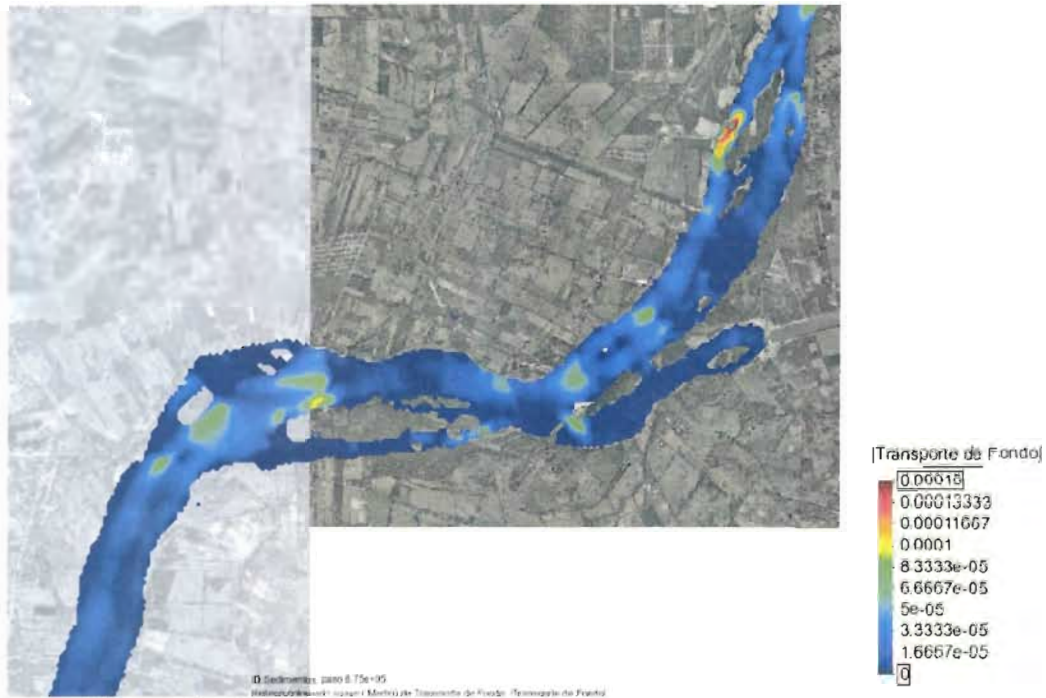


Figura 4.c.38. Transporte de fondo para el día 10 de simulación.

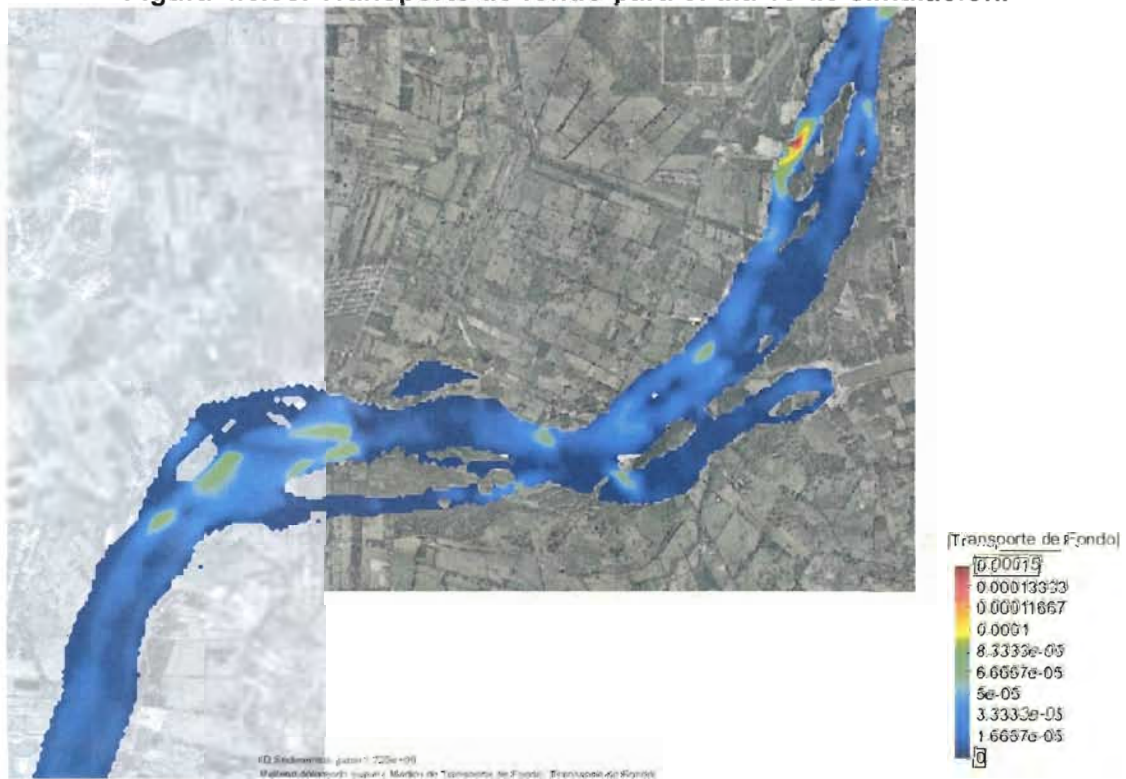


Figura 4.c.39. Transporte de fondo para el día 20 de simulación.



Figura 4.c.40. Transporte de fondo para el día 30 de simulación.



Figura 4.c.41. Transporte de fondo para el día 50 de simulación.

VF

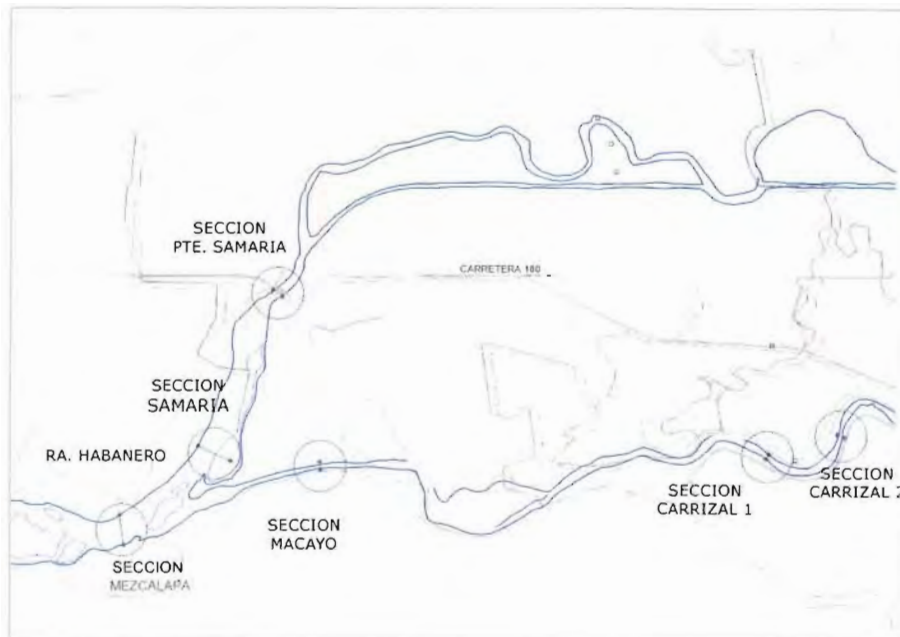


Figura 4.c.42. Secciones de medición de gastos, velocidades y sedimentos realizadas por UJAT (2003)

Los resultados de las mediciones de sedimento en la sección Mezcalapa, arrojaron que el gasto de fondo para los días 28 de septiembre y 05 de octubre de 2003, cuando pasaban 710.34 y 708.27 m³/s, fue de 1168.60 y 890.55 m³/día, respectivamente.

Tabla 4.c.1. Resultados de la medición de sedimentos en la sección Mezcalapa. UJAT (2003)

		28 de Septiembre	5 de Octubre
Gasto Líquido	Q (m ³ /s)	710.34	708.27
Gasto Sólido de Fondo	QF (m ³ /d)	1,168.60	890.55
Gasto Sólido en Suspensión	QFS (m ³ /d)	730.20	1,006.78
Gasto Sólido Total	QST (m ³ /d)	1,898.79	1,897.34
Gasto sólido BD2	QBD2 (m ³ /d)	572.22	809.72
Gasto sólido BD1	QBD1 (m ³ /d)	157.98	197.06
Área Hidráulica	A (m ²)	905.15	925.50
Velocidad Media	V (m/s)	0.78	0.77

Tabla 4.c.2. Resultados del modelo bidimensional

Distancia	Gasto sólido (m ³ /s-m)	Integración
0	5.44E-05	
14.212551	5.67E-05	0.0007899
29.016281	5.89E-05	0.00085567
54.670685	6.25E-05	0.00155758
54.672264	6.25E-05	9.8739E-08
82.842041	5.80E-05	0.00169701

ACCIONES COMPLEMENTARIAS DEL PLAN HÍDRICO INTEGRAL
DE TABASCO

94.446068	5.73E-05	0.00066897
105.05862	5.85E-05	0.00061492
134.4375	6.16E-05	0.00176407
134.56393	6.16E-05	7.7823E-06
167.10577	5.19E-05	0.00184535
174.48834	4.99E-05	0.00037569
174.48996	4.99E-05	8.087E-08
181.12358	4.71E-05	0.00032171
214.54004	3.26E-05	0.00133148
214.66649	3.26E-05	4.1247E-06
251.5882	2.21E-05	0.0010104
251.46497	2.21E-05	-2.7244E-06
254.46898	2.12E-05	6.5091E-05
257.46817	2.08E-05	6.3078E-05
257.34653	2.08E-05	-2.5349E-06
294.64301	1.40E-05	0.00064906
294.64624	1.40E-05	4.5093E-08
310.29211	1.25E-05	0.00020728
333.56891	1.04E-05	0.0002674
334.69562	1.03E-05	1.1665E-05
335.94714	1.02E-05	1.2776E-05
335.94876	1.01E-05	1.6443E-08
374.74832	8.37E-06	0.00035932
409.67007	4.79E-06	0.00022986
414.80112	4.30E-06	2.3316E-05
414.80273	4.30E-06	6.9177E-09
420.43149	4.17E-06	2.3828E-05
420.43472	4.17E-06	1.3467E-08
454.72916	1.79E-06	0.0001022
454.85718	1.79E-06	2.2934E-07
486.02118	7.47E-06	0.00014433
495.03333	8.17E-06	7.0462E-05
504.9209	9.80E-06	8.8802E-05
534.95984	1.56E-05	0.00038087
534.83655	1.56E-05	-1.9183E-06
562.12109	1.19E-05	0.00037407
562.12268	1.19E-05	1.8862E-08
575.13599	1.16E-05	0.00015253
575.01276	1.16E-05	-1.4267E-06
589.4057	1.02E-05	0.00015698
615.06683	8.07E-06	0.00023487

TOTAL (m ³ /s)	0.01645433
---------------------------	------------

Para la sección Mezcalapa el modelo bidimensional obtuvo un gasto de fondo 0.016 m³/s (ver tabla anterior), lo que cambiando las unidades a días resulta un gasto sólido de fondo de 1421.65 m³/d para 10 días de simulación cuando pasaba un gasto líquido de 1000 m³/s. Los valores medidos por UJAT (2003) para la misma sección fueron de 1168 y 890.55 m³/día para los días 28 de septiembre y 05 de octubre de 2003. Como se ha comentado en un principio, el transporte de fondo depende de un número grande de variables que intervienen en el proceso del movimiento de las partículas, por lo que será siempre muy difícil, si no es que imposible, obtener el mismo valor de transporte de fondo en un modelo, comparado con mediciones en campo. Sin embargo, los valores de transporte de fondo arrojados por el modelo bidimensional son del orden.

Para los cadenamamientos mostrados en la figura siguiente, se obtuvo el gasto sólido a los 60 días de simulación, con un gasto líquido de 2500 m³/s.



Figura 4.c.43. Cadenamientos para los que se obtuvo el gasto sólido

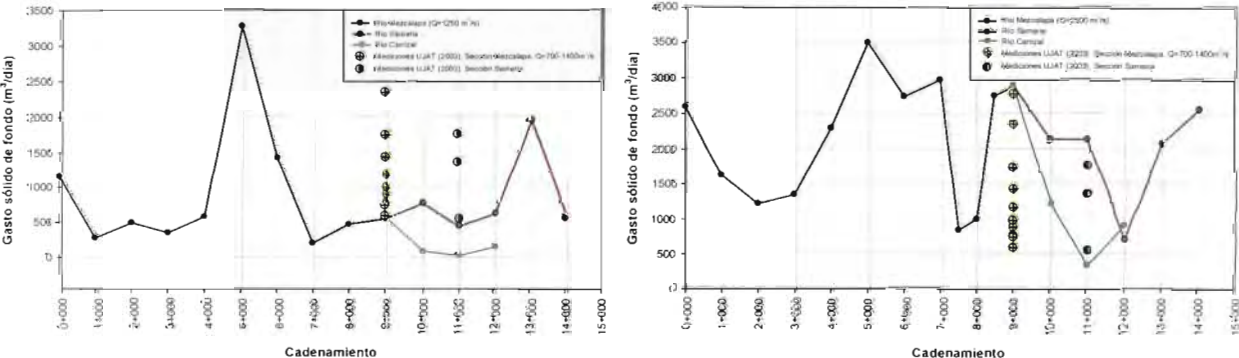


Figura 4.c.44. Gasto sólido obtenido con el modelo bidimensional para los cadenamamientos mostrados en la figura anterior.

La figura anterior muestra además las mediciones obtenidas por la UJAT para la sección Mezcapala y Samaria en la que escurrió un gasto líquido de entre 600 y 1300 m³/s, ubicadas de manera aproximada en el cadenamamiento marcado en el modelo bidimensional.

En las figuras 4.c.46 a 4.c.50 se muestran los resultados de las zonas de depósito para 5, 10, 20, 30 y 50 días de modelación. En el software Iber las zonas de depósito se muestran como resultado de los valores de erosión negativa.

Considerando un periodo de retorno de 20, 50, 100, 500 y 1000 años para las cuencas de los ríos Platanar y Comoapa, los resultados del modelo bidimensional arrojaron los resultados mostrados en la siguiente figura:

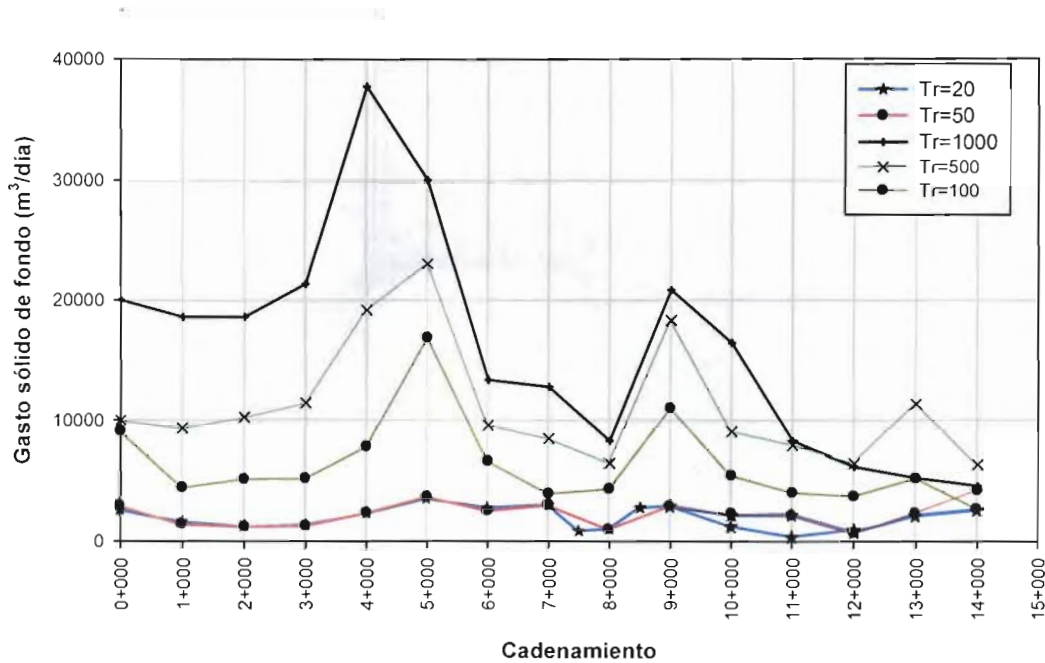


Figura 4.c.45. Resultados del transporte de sedimentos para TR=20, 50, 100, 500 y 1000.

En la figura anterior se puede notar que la zona con mayor arrastre de fondo se localiza entre los cadenamamientos 0+000 a 6+000, en donde se localiza la curva derecha, antes de la bifurcación.

VF



Figura 4.c.46. Zonas de depósito de sedimentos para 5 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.47. Zonas de depósito de sedimentos para 10 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.48. Zonas de depósito de sedimentos para 20 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.49. Zonas de depósito de sedimentos para 30 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7

V.F



Figura 4.c.50. Zonas de depósito de sedimentos para 50 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7

En las figuras siguientes se muestran los resultados de las zonas de erosión en la bifurcación para 5, 10, 20, 30 y 50 días de modelación.



Figura 4.c.51. Zonas de erosión para 5 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7

Handwritten signature



Figura 4.c.52. Zonas de erosión para 10 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.53. Zonas de erosión 20 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.54. Zonas de erosión para 30 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7



Figura 4.c.55. Zonas de erosión para 50 días. Resultados del modelo bidimensional. Iber v.1.7

Comentarios Finales

Se elaboró un modelo bidimensional utilizando el software Iber 2D v1.7 para calcular el transporte de sedimentos en la zona de la bifurcación. La batimetría obtenida necesitó un ajuste, mediante fotografías aéreas (ortofotos de INEGI), para representar las condiciones del terreno al año 2008.

Las condiciones de frontera fueron determinadas a partir de los datos hidrométricos de la estación González, sobre el río Carrizal, y la estación Samaria, sobre el río con el mismo nombre.

Se realizó, en primera instancia, la calibración de la hidrodinámica del modelo a partir de la distribución de gastos Carrizal-Samaria, encontrando una buena relación entre los resultados del modelo y las mediciones. La calibración de la hidrodinámica del modelo se realizó para gastos que van desde 500 m³/s hasta 3500 m³/s. Se consideró además la construcción de la cortina en la estructura de control El Macayo en el año 2011, y la prolongación del espigón en la bifurcación, en el año 2010

La modelación de los sedimentos toma en cuenta únicamente el arrastre de fondo y el gasto sólido fue determinado a partir de la formulación de Van Rijn, detallada anteriormente.

Se realizó una comparación del transporte de fondo calculado por el modelo bidimensional y las mediciones efectuadas por UJAT (2003), en donde se refleja que los resultados del modelo matemático arrojan valores congruentes con las mediciones efectuadas por la UJAT. Así, por ejemplo, para la sección Mezcalapa los resultados de la modelación de sedimentos arrojaron un gasto de fondo de 0.016 m³/s (1421.65 m³/d) para 10 días de simulación con un gasto de 1000 m³/s. Los valores medidos por UJAT (2003) para la misma sección fueron de 1168 y 890.55 m³/día para los días 28 de septiembre y 05 de octubre de 2003 cuando pasaban 700 m³/s. Como se ha comentado en un principio, el transporte de fondo depende de un número grande de variables que intervienen en el proceso del movimiento de las partículas, por lo que será siempre muy difícil, si no es que imposible, obtener el mismo valor de transporte de fondo en un modelo, comparado con mediciones en campo.

La zona que presenta mayor arrastre de fondo en el modelo matemático se localiza en la curva derecha del río Mezcalapa inmediatamente antes de la bifurcación.



4.d BALANCE DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN TRES ZONAS DEL SISTEMA DE RÍOS DEL ESTADO DE TABASCO.

El objetivo de este capítulo es realizar un balance de sedimentos en las zonas de la desembocadura de los ríos Grijalva y González. En el capítulo anterior se realizó el cálculo del transporte de sedimentos en la zona de la bifurcación del río Mezcalapa.

De acuerdo con CONAGUA-IIUNAM (2009), la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (*EUPS*) es de los métodos de evaluación de pérdida de suelo, por erosión hídrica, más utilizados, con mayor aceptación, y de más amplia aplicación. Se desarrolló como un método para predecir la pérdida de suelo anual promedio para erosión entre surcos.

Sus parámetros no tienen realidad física; se trata de una formulación que pretende interpretar los mecanismos erosivos por sus causas y efectos. Estima la pérdida de suelo producida por la erosión hídrica laminar, en surcos y entre surcos, no considera la erosión en cárcavas, ni estima el transporte de sedimentos en los cauces. La ecuación básica es:

$$A = R K L S C P$$

donde:

A.- Es el promedio anual de pérdida de suelo ($t\ ha^{-1}\ año^{-1}$); R.- Es el factor de erosividad de la lluvia ($MJ\ mm\ ha^{-1}\ h^{-1}\ año^{-1}$); K.- Es el factor de erosionabilidad del suelo ($t\ ha\ h\ MJ^{-1}\ mm^{-1}\ ha^{-1}$); L.- Es el factor de longitud de la pendiente (Adimensional); S.- Es el factor de grado de la pendiente (Adimensional); C.- Es el factor de manejo de cultivos (Adimensional) y P.- Es el factor de prácticas mecánicas de control de erosión (Adimensional).

Los factores de la EUPS se evalúan usando una unidad de evaluación denominada parcela estándar. Una parcela estándar tiene 22.13 m de longitud y se encuentra ubicada en una pendiente uniforme de 9% de inclinación. La parcela se mantiene laboreada en el sentido de la pendiente y en barbecho continuo, por lo menos, durante dos años.

En la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada UPSM (*MUSLE*, por sus siglas en inglés) evalúa el volumen de sedimentos producido en una cuenca durante un evento de precipitación. La expresión de este modelo es:

$$A = 11.78(Qqp)^{0.56} K L S C P$$

donde Q = volumen de escurrimiento (m^3), qp = escurrimiento máximo instantáneo (m^3/s).

SWAT.- El modelo Soil Water Assessment Tool (*SWAT*) se desarrolló y aprobó por el *ARS*, (Agricultural Research Service; *USDA*), para la simulación y predicción de los procesos relacionados con los recursos hidráulicos en cuencas rurales.

SWAT tiene como objetivo principal predecir el efecto del manejo del suelo y la vegetación sobre la producción de agua y sedimentos en cuencas rurales no instrumentadas. Para cumplir con este objetivo, el modelo se basa en principios físicos, es decir, en lugar de integrar ecuaciones regresivas para describir la relación entre las variables de entrada y salida, *SWAT*

necesita datos específicos acerca del clima, propiedades físicas del suelo, topografía, vegetación, y prácticas de manejo que se presentan en la cuenca.

En este estudio, para la estimación del aporte de sedimentos se utilizó el programa ArcSWAT (2009) (Soil and Water Assessment Tool). La producción de erosión y sedimento se estima para cada Unidad Hidrológica de Respuesta (HRU) con la ecuación universal modificada de pérdida de suelo (MUSLE). Mientras el USLE utiliza la precipitación como un indicador de energía erosiva, MUSLE utiliza la cantidad de pérdidas para simular la producción de erosión y sedimento. La sustitución tiene como resultado varios beneficios:

- la certeza de predicción del modelo se incrementa,
- la necesidad de una proporción de entrega se elimina
- se puede calcular una sola tormenta para la producción de sedimentos

El modelo hidrológico estima los volúmenes de escurrimiento y una tasa máxima de escurrimiento que, con el área de la subcuenca, se utiliza para calcular la energía variable erosiva del escurrimiento.

En el programa ArcSWAT se simulan varios procesos físicos de la cuenca (SWAT, 2005). Para los procesos de simulación, la cuenca se divide en varias subcuencas. Esto resulta útil particularmente cuando hay diversas áreas afectadas por distintos usos de suelo, por lo que su impacto es diferente en la cuenca. Al dividir la cuenca en subcuencas, el usuario puede referirse a diversas superficies de acuerdo al espacio.

La información de entrada para cada subcuenca de aporte se agrupa y organiza en las categorías siguientes:

- clima,
- unidades hidrológicas de respuesta (HRU's)
- embalses o humedales
- agua subterránea
- cauce principal

La ecuación del equilibrio del agua con la que se modela el ciclo hidrológico en SWAT es la siguiente (SWAT, 2005)

$$SW_t = SW_0 + \sum (R_{day} - Q_{surf} - Ea - W_{seep} - Q_{gw})$$

donde SW_t , es el contenido final de agua en el suelo (mm H₂O); SW_0 es el contenido inicial de agua del suelo en un día (mm H₂O); t , es el tiempo en días; R_{day} es la cantidad de precipitación en un día (mm de H₂O), Q_{surf} es la cantidad de escurrimiento de la superficie en un día (mm de H₂O), W_{seep} es la cantidad de agua que entra a la zona vadosa del perfil del suelo en un día (mm de H₂O) y Q_{gw} es la cantidad de flujo de retorno en un día (mm de H₂O)

Es importante mencionar que a pesar de la gran importancia que representa la cuenca del río Usumacinta, tanto desde el punto de vista ecológico como hidrológico, no se han hecho los estudios e instrumentaciones necesarias para evaluar los procesos de lluvias y escurrimientos que suceden en esta zona. Debido a la poca cantidad de información disponible, en este trabajo

se realiza una estimación gruesa del aporte de sedimentos que tendría esta cuenca con el fin de realizar un balance de sedimentos en la zona de la desembocadura del río Grijalva.

Para el caso de la desembocadura del río Grijalva, es claro notar y es bien sabido que las aportaciones tanto de gasto líquido como de gasto sólido provienen de dos tributarios. El río Grijalva, cuyos escurrimientos provienen de la Sierra de Chiapas y del Sistema Hidroeléctrico del alto Grijalva y el río Usumacinta, que representa la cuenca con precipitaciones más grandes del territorio nacional, además de que es una cuenca fronteriza. En la figura siguiente se muestran las aportaciones a la desembocadura del río Grijalva.

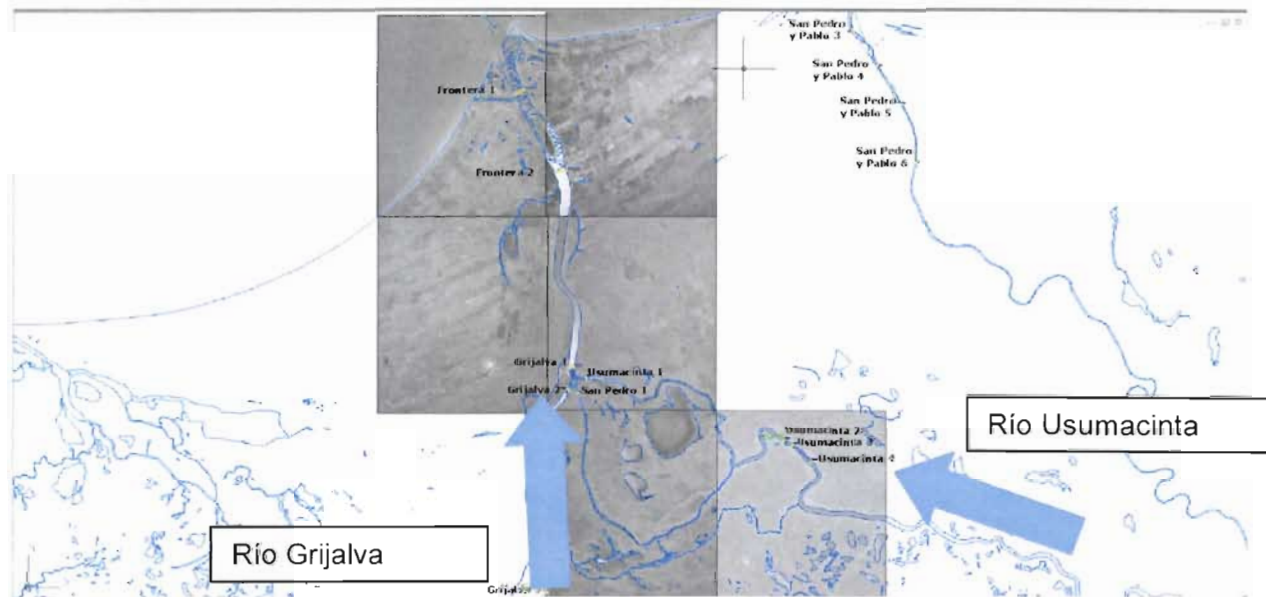


Figura 4.d.1. Aportaciones que llegan a la desembocadura del río Grijalva.

De la figura anterior, es indispensable entonces describir en primera instancia la región hidrológica N.30, Grijalva-Usumacinta. De acuerdo con el Instituto Nacional de Ecología¹, la precipitación en esta cuenca es la mayor del país y una de las más altas del mundo. Su media anual es de 2,143 mm, 2.6 veces el promedio nacional. En la Sierra de Chiapas y en la Sierra de la Lacandonia, las lluvias sobrepasan en algunos lugares los 4,000 mm al año y llegan hasta los 5,000 mm, mientras que en la zona costera del norte promedia 2,093 mm al año y alcanza los 2,750 mm. La temperatura media anual es de 24 °C y de 7 °C y 41°C en los extremos, lo que establece un gradiente de climas cálidos y semicálidos húmedos con influencia marina en la zona norte y en la parte central de la región. La invasión de masas de aire frío del norte y húmedos tropicales del Atlántico y el Pacífico provocan la mayoría de las precipitaciones anuales en la región. Lluvia prácticamente todo el año, el 83% de los 365 días, pero especialmente las lluvias se concentran en verano, otoño e invierno. Sólo la primavera es relativamente seca. En el verano las lluvias son muy intensas. Entre el otoño y el invierno soplan los nortes, con lluvias prolongadas y torrenciales. Los ríos y lagunas alcanzan sus máximos niveles entre septiembre y noviembre, lo que vuelve a la planicie un espejo de agua. Es la época de las inundaciones, que provocan desastres en la agricultura y las poblaciones asentadas en la llanura costera del norte. La conformación litológica de los márgenes de los

¹ En <http://www2.ine.gob.mx/publicaciones/libros/402/cuencas.html>

rios y de los suelos de aluvión, la sinuosidad de los cauces, con abundantes meandros y las grandes descargas de sedimentos y materiales de las cuencas altas hacen de la planicie un área fácilmente erosionable y sujeta a las grandes inundaciones que se dan periódicamente en la llanura costera, especialmente en el área conocida como “Olla de la Chontalpa”.

Esta situación ha obligado a la construcción de estructuras especiales de defensas permeables las que, sin embargo, no han solucionado los problemas en épocas de avenidas y de fenómenos extremos como los que se presentaron en 1995 y 1999.

En estas condiciones impuestas por el ciclo hidrológico, la pérdida de suelos por erosión hídrica extrema y muy extrema afecta al 89% del territorio de Tabasco y al 83% de Chiapas y alcanza valores de pérdidas de suelos mayores a las 500 ton/ha/año. La erosión hídrica es especialmente crítica en la Sierra Madre de Chiapas, los Altos de Chiapas y en las montañas marginales del norte, donde los valores van de severos a extremos (mayores a 100 ton/ha/año); severa y alta (de 25 a 100 ton/ha/año) en la Selva Lacandona, Valles centrales y Malpaso, provocados y acelerados por los intensos procesos de deforestación que ocasiona la erosión de laderas, frecuentes derrumbes y caídas de árboles que obstruyen el flujo del agua y provocan taponamientos e inundaciones. Actualmente se presentan problemas críticos de inundaciones en 10,531 ha de la planicie costera, especialmente en la zona central de Tabasco y en las llanuras del Usumacinta, cuyas consecuencias catastróficas se ven magnificadas por el crecimiento desordenado y sin ninguna planeación de cientos de comunidades rurales y por el crecimiento explosivo de las periferias urbanas en zonas de alto riesgo: áreas bajas, planicies inundables e incluso dentro de los cauces y los vasos de presas, lo que ha obligado a realizar costosísimas y a veces inútiles obras de defensa. En cuanto a fisiografía se refiere, también el INE describe que esta cuenca representa un complejo fisiográfico integrado por la Sierra Madre de Chiapas o Macizo Cristalino y Granítico de Chiapas al sur; la Sierra Norte de Chiapas al centro; los suaves lomeríos de la sierra de la Lacandonia y las sierra bajas del Petén guatemalteco al este y las llanuras costeras del Golfo al norte, integran un variado mosaico de paisajes terrestres que descienden desde alturas superiores a los 4,000 msnm hasta el nivel del mar en el Golfo de México, favoreciendo la formación de ricos ecosistemas terrestres, costeros y marinos.

La Sierra Madre del Sur constituye el parteaguas entre la vertiente del Pacífico y del Golfo. La Meseta central o Altiplanicie se localiza en la parte central de Chiapas. Ella forma el parteaguas entre las cuencas del Grijalva y el Usumacinta. Se distinguen tres regiones con grandes mesetas: Cuxtepeques y Comitán, con alturas medias de 1,600 msnm; Ixtapa, con 1,000 msnm y Zinacantán y San Cristóbal de las Casas, con altitudes de 2,100 msnm. La depresión central de Chiapas presenta altitudes en el sureste hasta de 700 msnm descendiendo hacia el noroeste a 500 msnm. El relieve lo constituye una meseta asociada con cañadas, que da lugar a valles amplios como el del Alto Grijalva. Las partes altas se encuentran cubiertas por una vegetación de coníferas, pinos y encinos, mientras que la selva tropical predomina en sus elevaciones medias y bajas. Las Sierras del Norte ocupan una extensa porción del estado de Chiapas y una parte del estado de Tabasco. Las altas precipitaciones (superiores a los 4,000 mm al año) y su declive hacia el Golfo dan lugar a la formación de extensos depósitos estructurales que han recibido sedimentos desde fines del Paleozoico o principios del Mesozoico. Hasta hace muy pocos años sus cimas estaban cubiertas por extensos bosques de pino y encino. En sus partes bajas se encuentran selvas tropicales muy perturbadas. Remata hacia el norte la Llanura costera del Golfo, de topografía plana, sujeta a una intensa erosión regresiva, que forma una amplia llanura aluvial y de barrera.

Hablando específicamente de los datos utilizados en este estudio para la estimación de los sedimentos, en la tabla siguiente se muestra la información recopilada y que servirá para alimentar el modelo de simulación.

Tabla 4.d.1. Información recopilada en este estudio

Información	Fuente y escala
Modelo Digital de Elevaciones	INEGI. Escala 1:50,000
Vector de uso de suelo	INEGI. Escala 1:1,000,000
Suelos	INEGI. Escala 1:1,000,000
Precipitación media	INEGI. Escala 1:1,000,000
Geología	INEGI. Escala 1:250,000
Edafología	INEGI. Escala 1:250,000
Temperatura media	INEGI. Escala 1:1,000,000
Sistema mundial de Usos de Suelo	FAO 1,5000,000
Base de datos de suelos	FAO

Procesamiento de la información, cuenca del río de La Sierra

Para el procesamiento de la cuenca La Sierra se utilizó el Continuo de Elevaciones Mexicano (CEM) que representa las elevaciones del territorio Mexicano mediante valores que indican puntos sobre la superficie del terreno cuya ubicación geográfica se encuentra definida por coordenadas (X,Y) a las que se le integran valores que representan las elevaciones (Z). Los puntos se encuentran espaciados y distribuidos de modo regular a cada segundo de arco².

El software ArcSWAT permite determinar las corrientes o ríos, así como la delimitación de las cuencas y subcuencas mediante el procesamiento del modelo digital del terreno. Para el caso de la modelación del aporte de sedimentos en la cuenca La Sierra, el Modelo Digital del Terreno de INEGI originalmente no permitió establecer una buena configuración de los ríos, por lo que se tuvo que realizar una combinación de raster. Los ráster combinados fueron el de INEGI y uno elaborado a partir de polígonos para representar las elevaciones no representadas. La configuración de la cuenca sin realizar la corrección se muestra en la siguiente figura.

² En <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/continuoElevaciones.aspx>

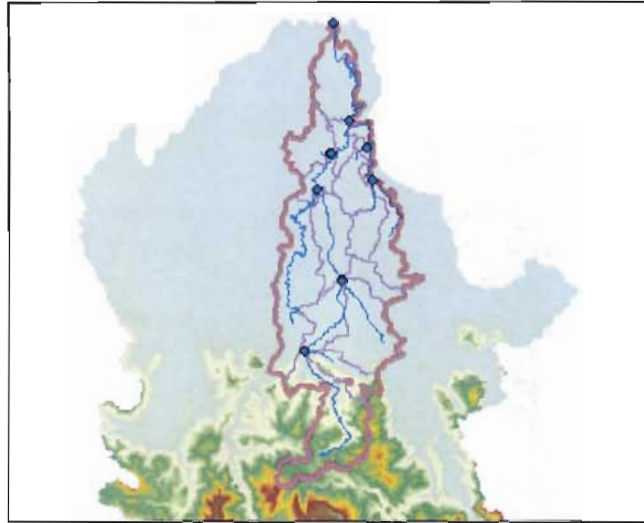


Figura 4.d.2. Configuración de la cuenca La Sierra obtenida sin realizar la corrección al modelo digital de elevaciones de INEGI

Después de realizar la corrección del modelo digital de elevaciones de INEGI, la delimitación de la cuenca que arrojó el software ArcSWAT se muestra en la figura siguiente:

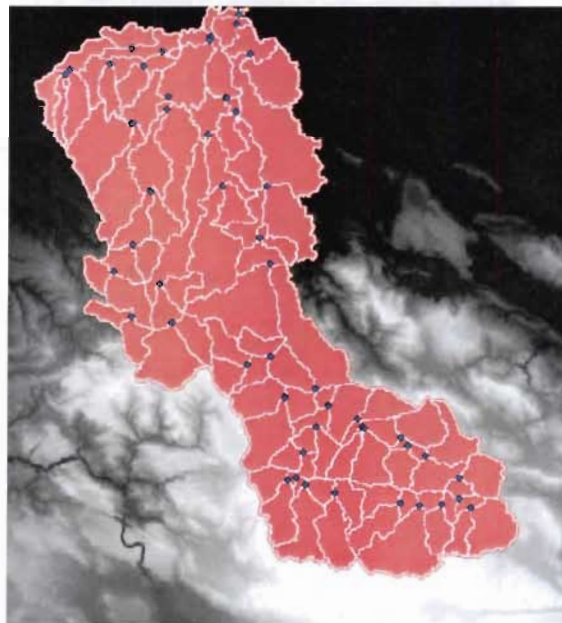


Figura 4.d.3. Delimitación de la cuenca y subcuencas con ayuda del software ArcSWAT 2009. Cuenca La Sierra

En el anexo 4.d.1 se presentan los resultados topográficos del procesamiento de los Modelos Digitales del Terreno. La configuración de las corrientes o ríos arrojada por el software ArcSWAT se muestra en la figura siguiente:

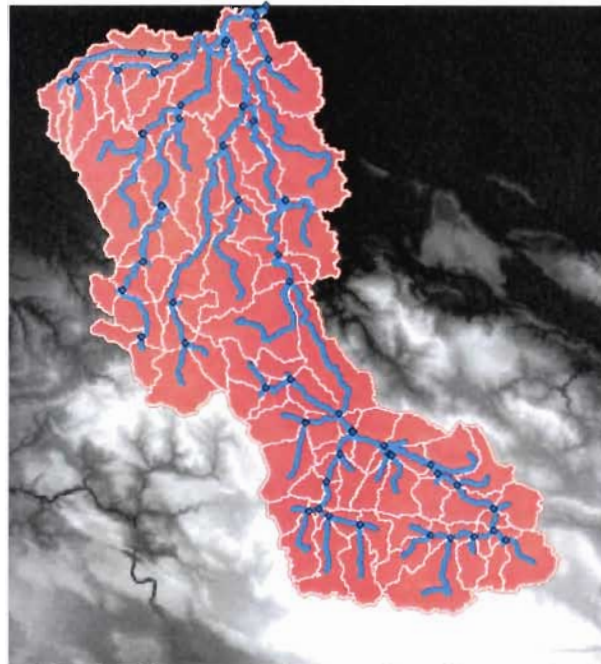


Figura 4.d.4. Configuración de ríos arrojada por el software ArcSWAT 2009. Cuenca La Sierra

La asignación de los usos de suelo utilizada en este estudio se aprecia en la figura siguiente (factor C). Adicionalmente, en la tabla 4.d.2 se muestran los valores del factor C utilizado en la modelación

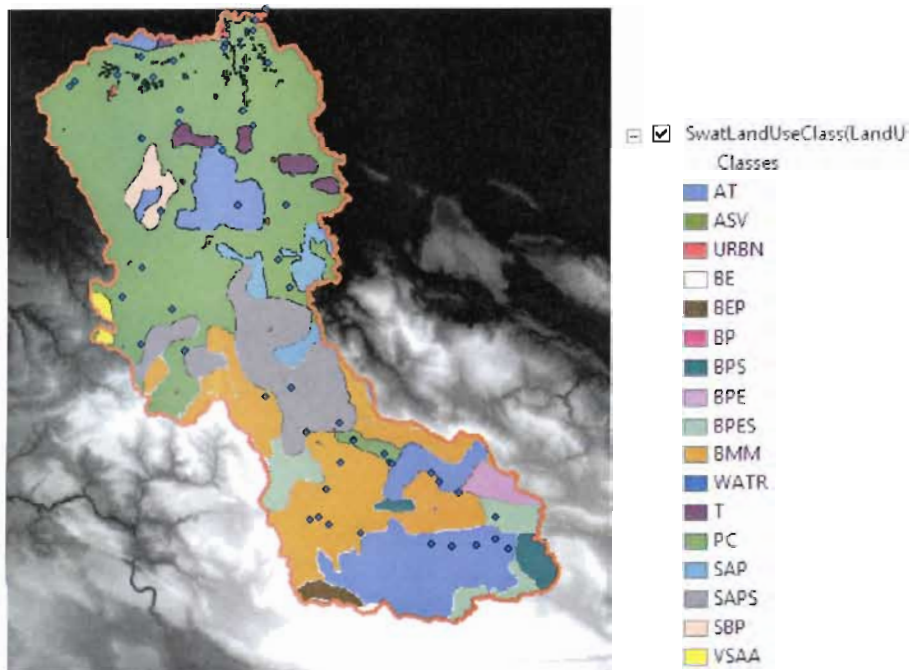


Figura 4.d.5. Reclasificación del uso de suelo, para el cálculo de la erosión en la cuenca La Sierra

Tabla 4.d.2. Valores del factor C (Cobertura vegetal) utilizados en la aportación potencial de sedimentos de la cuenca La Sierra

FC	TIPO	C
6130	Agricultura de Temporal	0.20000
6142	Area sin vegetacion	0.50000
6150	Area Urbana	
6176	Bosque de Encino	0.00900
6178	Bosque de Encino	0.00900
6180	Bosque de Encino-Pino	0.00100
6182	Bosque de Encino-Pino	0.00100
6192	Bosque de Pino	0.00100
6194	Bosque de Pino	0.00100
6196	Bosque de Pino-Encino	0.00100
6198	Bosque de Pino-Encino	0.00100
6204	Bosque Mesofilo de Montana	0.00100
6206	Bosque Mesofilo de Montana	0.00100
6211	Cuerpo de Agua Perenne interior	WATER
6212	Cuerpo de Agua Perenne maritimo	WATER
6489	Manglar	0.00300
6503	Tular	0.00100
6505	Sabana	0.00300
6532	Pastizal Cultivado	0.00300
6542	Pastizal Inducido	0.00100
6562	Selva Alta Perennifolia	0.00100
6564	Selva Alta Perennifolia	0.00100
6570	Selva Baja Caducifolia	0.00100
6572	Selva Baja Caducifolia	0.00100
6578	Selva Baja Perennifolia	0.00100
6604	Selva Mediana Subcaducifolia	0.00100
6608	Selva Mediana Subperennifolia	0.00100
6662	Sabana, Pastizal Cultivado	0.00100
6712	Vegetacion secundaria de Selva Alta Perennifolia, Agricultura de Temporal	0.00100
6732	Vegetacion secundaria de Selva Alta Perennifolia, Pastizal Cultivado	0.00100
6744	Vegetacion secundaria de Selva Baja Caducifolia, Pastizal Inducido	0.00100

La reclasificación para la edafología (factor K) se muestra en la figura siguiente y el valor del factor K utilizado en la modelación se muestra en la tabla 4.d.3.

VF

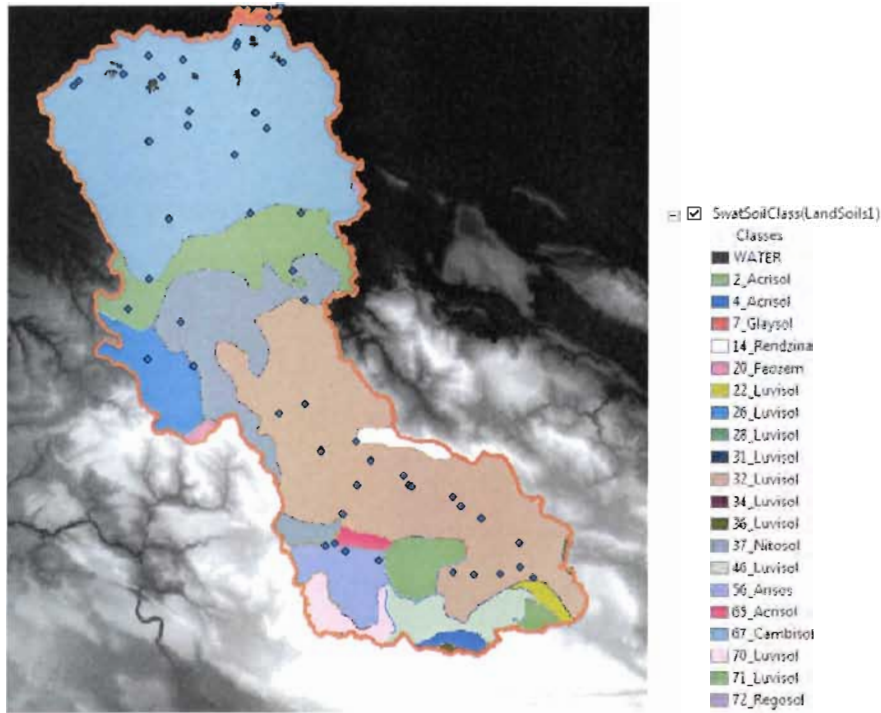


Figura 4.d.6. Reclasificación de la edafología en la cuenca La Sierra
 Tabla 4.d.3. Valores del factor K (erodibilidad) utilizado por

Tipo	G	M	F	Textura	CMUSLE
Ah	0.02600	0.03000	0.01300	Fina	0.01300
Ah	0.02600	0.03000	0.01300	Media	0.03000
Ao	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Bk	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Be	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Ge	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Ao	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Gv	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
E	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
E	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
E	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
E	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
E	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
E	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
E	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Gv	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Gv	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Ap	0.02600	0.04000	0.01300	Gruesa	0.02600
Hh	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
Hh	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
La	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
I	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
I	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
I	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300

Tipo	G	M	F	Textura	CMUSLE
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
I	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
Lf	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Lk	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lv	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Nd	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Nd	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Ne	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Ne	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Rc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Media	0.07900
Th	0.01300	0.02000	0.00700	Media	0.02000
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Vp	0.05300	0.07900	0.02600	Fina	0.02600
Ah	0.02600	0.03000	0.01300	Fina	0.01300
Bc	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000
Bv	0.05300	0.07900	0.02600	Media	0.07900
Ge	0.02600	0.04000	0.01300	Gruesa	0.02600
I	0.01300	0.02000	0.00700	Fina	0.00700
Lc	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Lo	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Fina	0.01300
Re	0.02600	0.04000	0.01300	Media	0.04000

De acuerdo con CONAGUA-IIUNAM (2009), la influencia del grado de pendiente se puede explicar por la fuerza de tracción del flujo de escurrimiento y la capacidad de transporte. Al respecto, la mayoría de las ecuaciones muestran que la capacidad de transporte que cambia con una potencia mayor que 2 de la pendiente de la línea de energía. Para el flujo superficial no

obstruido, esta línea de energía es aproximadamente igual a la pendiente del terreno. Por lo que, al aumentar la pendiente, la capacidad de transporte se incrementa rápidamente, así mismo, al disminuir la pendiente, la capacidad de transporte disminuye grandemente.

La longitud de la pendiente, se define como la distancia desde el punto de origen de flujo sobre la superficie hasta cualquiera de los siguientes puntos: (i) cuando el gradiente de pendiente disminuye tal, que ocurre la depositación o (ii) el escurrimiento alcanza un cauce o canal definido.

La influencia de la longitud de la pendiente sobre la erosión del suelo se observa en la escorrentía, la cual aumenta cuanto más alejado se esté de la cima. Se ha observado que la longitud de la pendiente contribuye a la erosión en canalillos, no así en el área comprendida entre canalillos, por lo que la pérdida total de suelo aumenta más rápidamente con la distancia para los suelos que son susceptibles a formar canalillos, que para aquellos que no lo son.

Para explicar el efecto de la longitud de la pendiente sobre el proceso erosivo, Zingg (1940) reportó la siguiente relación:

$$A \propto L^{nn}$$

Donde:

A = erosión promedio

L = Longitud de la pendiente

n = exponente.

Las pendientes de la cuenca arrojadas por ArcSAT, expresadas como porcentaje se muestran en la figura siguiente.

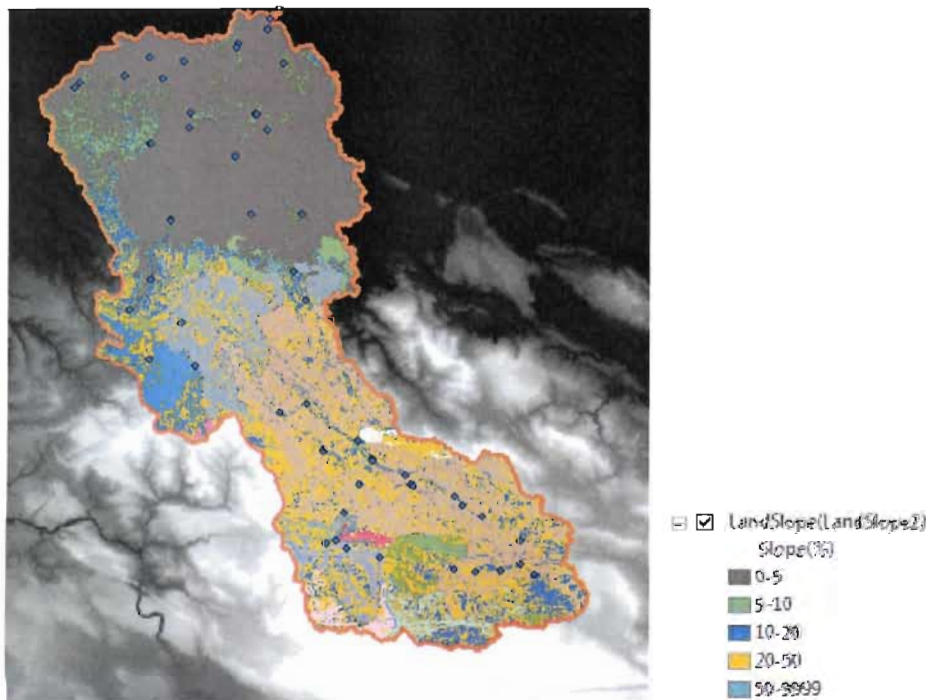


Figura 4.d.7. Determinación de las pendientes de la cuenca La Sierra
Procesamiento de información, cuenca del río Usumacinta

Para la delimitación de la cuenca del río Usumacinta, se utilizó información del Modelo Digital de INEGI y del modelo SRTM. El primer modelo se ha descrito anteriormente.

La misión topográfica de radar a bordo del transbordador (acrónimo en inglés SRTM, de Shuttle Radar Topography Mission)³ es una misión para obtener un modelo digital de elevación de la zona del globo terráqueo entre 56 °S a 60 °N, de modo que genere una completa base de cartas topográficas digitales de alta resolución de la Tierra.

El SRTM consiste en un sistema de radar especialmente modificado que voló a bordo del transbordador espacial Endeavour durante los 11 días de la misión STS-99 de febrero de 2000. Para adquirir los datos de elevación topográfica estereoscópica, la SRTM llevaba dos reflectores de antenas de radar. Cada reflector-antena estaba separado del otro 60 metros gracias a un mástil que extendía la anchura del transbordador en el espacio. La técnica empleada conjuga software interferométrico con SAR radares con anchos "sintéticos" en sus antenas reflectoras.

La resolución de las celdas de los datos fuente es de 1 segundo de arco, sobre Estados Unidos y en el resto del mundo, 3 segundos de arco. Cada parte de tres segundos de arco tienen 1201 filas, y cada fila consiste en 1201 celdas de 16 bits bigendiano.

Los modelos de elevación derivados de los datos del SRTM se usan con el software del GIS Sistema de Información Geográfica, que pueden accederse gratuitamente en internet, y cuya extensión (.hgt) es soportada por muchos software.

La Misión Topográfica Shuttle Radar es un proyecto internacional entre la Agencia Nacional de Inteligencia-Geoespacial, NGA, y la Administración Nacional de la Aeronáutica y del Espacio, NASA.

Al realizar la combinación de ambos modelos digitales de elevación se pudo obtener el modelo de la cuenca completa, con una superficie estimada de 70947.875 km², dato similar al publicado por el Instituto Nacional de Ecología⁴. El modelo digital del terreno para la cuenca del río Usumacinta se muestra en la figura siguiente:

³ http://es.wikipedia.org/wiki/Misi%C3%B3n_topogr%C3%A1fica_Radar_Shuttle

⁴ <http://www2.ine.gob.mx/publicaciones/libros/639/rusumacinta.pdf>

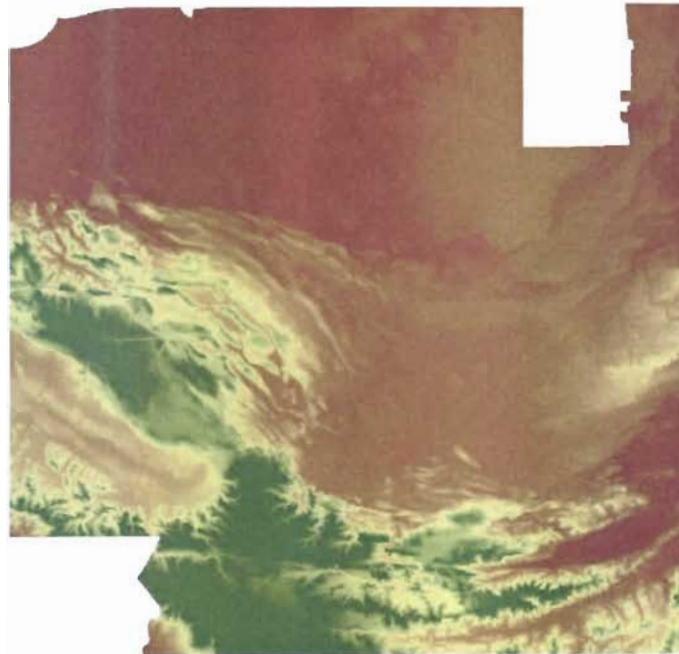


Figura 4.d.8. Modelo digital del Terreno utilizado para la modelación del aporte de sedimentos del río Usumacinta. Combinación MDT INEGI y SRTM.

Al realizar la delimitación de la cuenca, con el software ArcSWAT (2009), resultó lo siguiente:



Figura 4.d.9. Delimitación de la cuenca del río Usumacinta con el software ArcSWAT (2009)

La cuenca del río Usumacinta que se muestra en la figura anterior corresponde con detalle a la cuenca presentada por varias publicaciones, por lo que la delimitación y distribución de

subcuencas se ha considerado satisfactoria. La configuración de los ríos, arrojada por el software ArcSWAT, para la cuenca y el modelo digital del terreno descrito anteriormente se muestra en la figura siguiente:

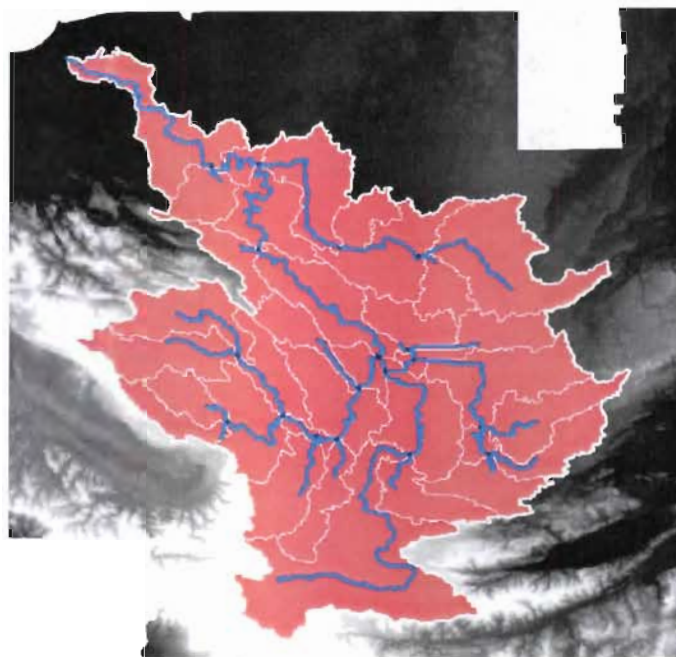


Figura 4.d.10. Configuración de los ríos principales por subcuenca arrojada del software ArcSWAT (2009)

La principal problemática de las cuencas fronterizas radica en que es sumamente difícil encontrar información de los países vecinos. Para los usos de suelo, se utilizó el Sistema de Usos de Suelo del Mundo para Latinoamérica y el Caribe. La fecha de esta información es del 30 de junio de 2010 y constituye una fuente de información importante para la determinación de la degradación de suelos en el mundo. La versión 1.1 de la malla Land Use Systems (LUS) para Latinoamérica y el Caribe tiene una resolución espacial de 5 minutos de arco. Esta versión fue desarrollada en el marco del proyecto LADA (Land Degradation Assessment in Drylands, por sus siglas en inglés) de la unidad de Tenencia de la Tierra y Administración de la Organización para la alimentación y la Agricultura (FAO) de las Naciones Unidas. En la figura 4.d.12 se muestra el contenido de la información publicada en Internet por la FAO.

El resultado de la asignación de los usos de suelo a la cuenca del río Usumacinta se muestra en la figura siguiente

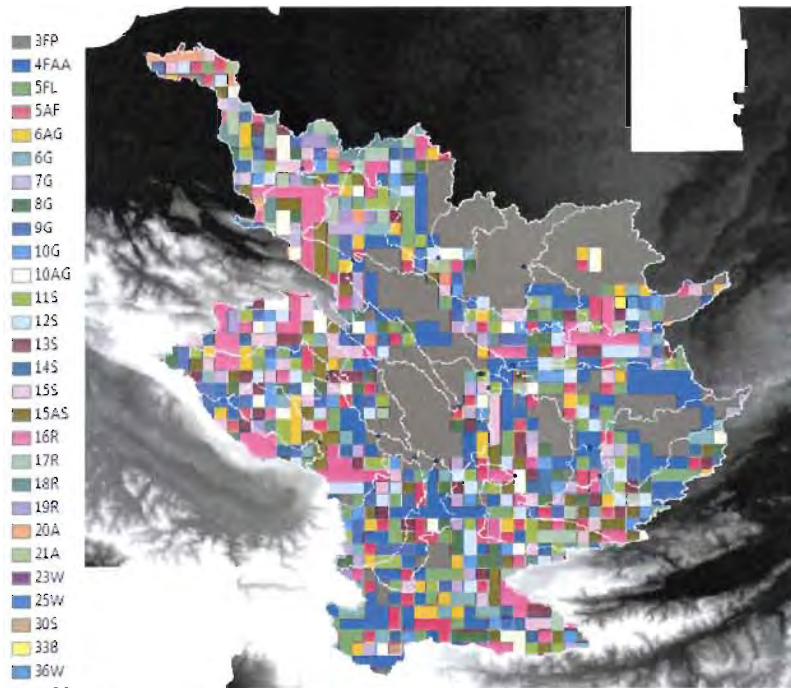


Figura 4.d.11. Asignación de usos de suelo a la cuenca del río Usumacinta

Los valores del Factor C, utilizados en la modelación se muestra en la tabla siguiente

Tabla 4.d.4. Asignación de usos de suelo, de acuerdo a FAO (2010), a la cuenca del río Usumacinta

VALUE	LUS_DS	Factor C
0	No data	water
1	Forest - virgin	0.001
2	Forest - protected	0.001
3	Forest - with agricultural activities	0.001
4	Forest - with moderate or higher livestock density	0.005
5	Forest - with moderate or higher livestock density	0.005
6	Grasslands - unmanaged	0.003
7	Grasslands - unmanaged	0.003
8	Grasslands - protected	0.003
9	Grasslands - low livestock density	0.003
10	Grasslands - moderate livestock density	0.003
11	Grasslands - high livestock density	0.003
12	Grasslands - high livestock density	0.003
13	Shrubs - unmanaged	0.012
14	Shrubs - protected	0.003
15	Shrubs - low livestock density	0.012
16	Shrubs - moderate livestock density	0.012
17	Shrubs - high livestock density	0.012

VALUE	LUS_DS	Factor C
18	Shrubs - high livestock density	0.012
19	Rainfed crops (Subsistence/Commercial)	0.2
20	Crops and mod. intensive livestock density	0.2
21	Crops and high livestock density	0.2
22	Crops, large-scale irrig., mod. or higher livestock dens.	0.3
23	Agriculture - large scale Irrigation	0.2
24	Agriculture - protected	0.2
25	Urban land	Urbano
26	Wetlands - unmanaged	0.001
27	Wetlands - protected	0.001
28	Wetlands - mangrove	0.001
29	Wetlands - with agricultural activities	0.003
30	Sparsely vegetated areas - unmanaged	0.012
31	Sparsely vegetated areas - protected	0.012
32	Sparsely vegetated areas - with low livestock density	0.012
33	Sparsely vegetated areas - mod.or high livestock dens.	0.012
34	Bare areas - unmanaged	0.3
35	Bare areas - protected	0.2
36	Bare areas - with low livestock density	0.3
37	Bare areas - with mod. livestock density	0.3
38	Open Water - unmanaged	Water
39	Open Water - protected	Water
40	Open Water - inland Fisheries	Water
41	Undefined	



Figura 4.d.12. Sistema de Uso de suelo del Mundo (porción para Latinoamérica y el Caribe).⁵

⁵ <http://www.fao.org/geonetwork/srv/en/metadata.show?id=37135&currTab=simple>

La asignación del tipo de suelo se realizó de acuerdo a la Base de Datos Mundial (HWSD). Esta base de datos fue desarrollada dentro del programa de Cambio de Uso de Selo y Agricultura de la FAO. Esta base de datos tiene una resolución espacial de 30 segundos de arco y contiene más de 16000 unidades a una escala 1:5,000,000. El raster de esta base de datos cuenta con 21600 filas y 43200 columnas. Como resultado de la asignación de los tipos de suelo para la cuenca del río Usumacinta, se muestra la siguiente figura:



Figura 4.d.13. Asignación de los tipos de suelo a la cuenca del río Usumacinta

Tabla 4.d.5. Tipos de suelo utilizados en el modelo y valores del factor K, utilizado

Valor	Tipo de suelo	Factor K
13389	Cambisols	0.04
13397	Cambisols	0.013
17019	Cambisols	0.04
17020	Leptosols	0.079
17021	Cambisols	0.04
17022	Cambisols	0.04
17024	Leptosols	0.079
17025	Nitisols	0.02
17026	Leptosols	0.079
17027	Cambisols	0.04
17028	Cambisols	0.04
17030	Cambisols	0.04
17031	Cambisols	0.04
17033	Cambisols	0.04
17035	Cambisols	0.04
17037	Cambisols	0.04
17039	Cambisols	0.013
17040	Cambisols	0.04
17041	Cambisols	0.013
17042	Cambisols	0.04
17043	Leptosols	0.079
17051	Luvisols	0.04
17052	Andosols	0.026
17053	Leptosols	0.079
17054	Alisols	0.01
17056	Nitisols	0.02
17058	Luvisols	0.04
17060	Alisols	0.04
17066	Water Bodies	--
18071	Leptosols	0.079
18082	Leptosols	0.079
18093	Leptosols	0.079
18104	Nitisols	0.02
18115	Nitisols	0.02
18126	Leptosols	0.079
18137	Luvisols	0.04
18148	Luvisols	0.04
18171	Gleysols	0.04
18182	Gleysols	0.013
18193	Gleysols	0.026

Las pendientes de la cuenca Usumacinta, expresadas en porcentajes se muestran en la figura siguiente:

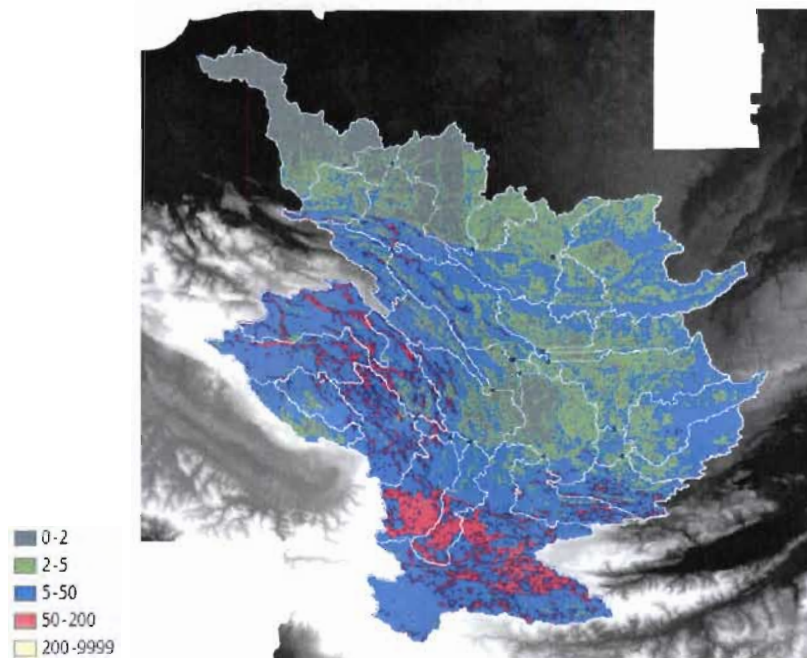


Figura 4.d.14. Porcentaje de pendientes arrojadado por el software ArcSWAT (2009).

Aporte de sedimentos del río González al Golfo

El río Samaria es alimentado por las extracciones de la presa Peñitas, y en general del sistema Hidroeléctrico del Alto Grijalva, compuesto por las presas Malpaso, Angostura, Chicoasén y Peñitas. Este hecho refleja que la aportación de sedimentos en la cuenca alta del río Grijalva queda retenida en gran medida en los 4 vasos del sistema. Lo anterior y la escasa información disponible hace muy difícil realizar una estimación de la cantidad de sedimentos en suspensión que llega por el río González al Golfo de México. En la Base de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) se registra la medición de sedimentos en suspensión para los años 1970 a 1980, en la estación Samaria de acuerdo con la figura 4.d.15.

En la figura 4.d.15 en promedio, escurrían en promedio 3 Mm³ y para esas fechas aún no se había construido la presa Peñitas.

VF

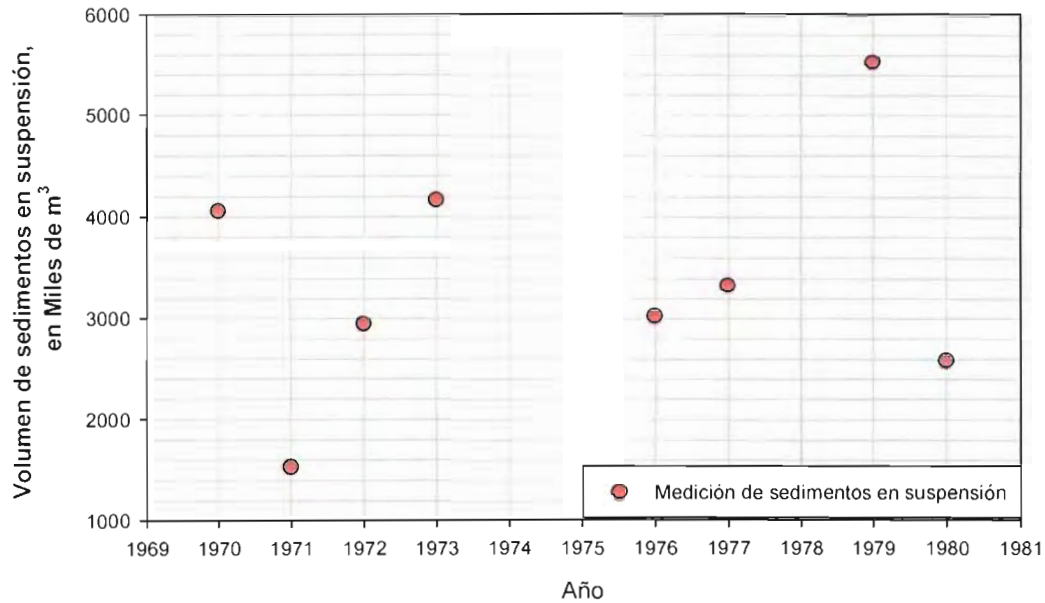


Figura 4.d.15. Medición de Sedimentos en suspensión en la estación Samaria. Datos de BANDAS

El recorrido del río de la estación Samaria hasta el Golfo de México es de 90 kilómetros, aproximadamente, con sistemas lagunares a su paso por lo que se resulta difícil estimar la cantidad de sedimentos en suspensión que son depositados en los sistemas lagunares.

Resultados

Los resultados de la creación de las unidades hidrológicas de respuesta se muestran en el anexo 4.d.2. La simulación permitió estimar la erosión en la cuenca para el periodo comprendido entre los años 2000 a 2011. En la tabla siguiente se presenta el promedio mensual de la erosión en la cuenca La Sierra.

Tabla 4.d.6. Promedio mensual de los sedimentos en suspensión

Mes	La Sierra (ton/ha)	Usumacinta (ton/ha)
1	0.34	0.69
2	1.44	2.77
3	1.08	1.95
4	0.1	0.34
5	2.16	2.7
6	0.39	0.59
7	0.26	0.38
8	0.04	0.46
9	0.08	0.28
10	4.28	8.45
11	0.49	1.34
12	0.41	1.07

Comentarios finales

De la tabla anterior se puede notar que al hacer la suma del promedio mensual de aportación de sedimentos de la cuenca La Sierra es de 11.07 ton/ha al año en promedio. Considerando que esta cuenca tiene un área de 7031.218 km², entonces la aportación de sedimentos sería de 7.8×10^6 toneladas. Sin embargo, esta aportación correspondería al sitio localizado en la confluencia del río La Sierra con el río Carrizal. De ahí, el complejo sistema lagunar y las elevaciones tan bajas del terreno hacen muy difícil la estimación de las cuencas para determinar la aportación de sedimentos, sin embargo, la escasa pendiente y las extensas áreas lagunares podrían aportar una cantidad de sedimentos poco significativa, además de que por la escasa pendiente los sedimentos se depositan en esas mismas lagunas. Suponiendo que de los sedimentos que llegan al río Grijalva, el 50% proveniente de La Sierra llega a la desembocadura, entonces se aportarían al Golfo 3.9×10^6 toneladas. Considerando un peso volumétrico promedio del sedimento de 2200 kg/m³, entonces llegarían alrededor de 1.8 Mm³ de sedimentos por este río.

Para el caso del río Usumacinta, los resultados arrojan un promedio anual de 21 ton/ha. La cuenca tiene una extensión de 70947.9 km², por lo que esta cuenca aportaría, a través del río Usumacinta alrededor de 149×10^6 toneladas. Considerando el mismo peso volumétrico de sedimentos que en el caso del río La sierra, entonces llegarían a la desembocadura alrededor de 67.7 Mm³ de sedimentos.

Obviamente al no haber ninguna medición de campo, los resultados son una estimación a partir de un modelo digital de elevaciones y un uso de suelo y no se ha realizado calibración alguna, por lo que es ampliamente recomendable efectuar mediciones de sedimentos para calibrar los modelos de erosión y estudiar fenómenos tales como el aporte de sedimentos de las escotaduras Censo y Sabanilla a la laguna Zapotes.

Es importante mencionar que existen pocos estudios destinados a fijar los factores de erodibilidad y cobertura vegetal, por ejemplo, para México se han generado valores solamente para algunos cultivos bajo diferentes sistemas de producción, y para algunas regiones climáticas. Por ejemplo, para maíz, frijol y cultivos de grano pequeño, bajo labranza tradicional, se han calculado los siguientes valores: 0.45, 0.3, y 0.15 respectivamente; en pastizales los valores varían de 0.45 a 0.01, mientras que en áreas forestales no disturbadas van de 0.009 a 0.0001 (CONAGUA-IIUNAM, 2009). Estos son los valores en los que se ha basado este estudio.

Es importante recalcar que la estimación se ha realizado con la información disponible, principalmente de INEGI y la FAO (1980)

REFERENCIAS:

Ariathurai R. y Arulanandan (1978). Erosion rates of cohesive soils. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 104, No. 2, Febrero de 1978, pp. 279-283

Berezowsky M., Jiménez A. A. (1993), Cálculo de Perfiles en Ríos de Fondo Arenoso con Métodos de Resistencia al Flujo de Hidráulica Fluvial, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 557

Berezowsky M., Jiménez A. A. (1995), Flujo no Permanente en Ríos, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 574

CIRIA, CUR, CETMEF (2007), *The Rock Manual. The use of Rock in Hydraulic Engineering*, Segunda Edición, C683, CIRIA, Londres

CONAGUA (2010). Información hidrométrica, climatológica y de presas. Comisión Nacional del Agua. Delegación local Tabasco. Periodo 1999-2011.

CONAGUA-IIUNAM (2009). Manejo Integral de seis subcuencas pertenecientes a las cuencas de los ríos Grijalva y Usumacinta. Informe del PHIT, 2009.

DECDFI (2008), Lineamientos de los Diplomados, División de Educación Continua y a distancia de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Escarameia M. (1998), River and Channel Revetments. A design manual.

Gracia J., Maza J. A. (1997), Morfología de Ríos, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 590
Maza J. A., García M. (1984), Hidrodinámica. Bases para Hidráulica Fluvial. Series del Instituto de Ingeniería N. D-20.

Iber (2012). Manual de referencia hidráulico. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Mayo 23.

López J., Álvarez J. y Hernández J. (2009). Solución numérica del modelo de Saint-Venant vía volúmenes finitos. Revista de Ciencias Básicas, Universidad Juárez Autónoma de Tabasco. Diciembre

Maza J. y García M. (1996). Transporte de Sedimentos. Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Martín Vide J. P. (2003), Ingeniería de Ríos, Ediciones UPC, Editorial Alfaomega

Maza J. A., Springall R. (1968), Modelos Fluviales de Fondo Móvil y su Calibración, Facultad de Ingeniería de la UNAM N. 190

Maza J. A. (1969), Modelos Fluviales, Facultad de Ingeniería de la UNAM N. 216

Maza, J. A., Cruickshank C. (1975), Estabilidad de Cauces Arenosos, Facultad de Ingeniería de la UNAM N.355

Maza J. A, García M. (1996), Estabilización y Rectificación de Cauces, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 583

Maza J. A, García M. (1996), Transporte de Sedimentos, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 584

Maza J. A., Franco V. (1997), Obras de Protección para Control de Inundaciones, Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 591

Maza J. A. (1977), Scour in Rivers-Beds, Facultad de Ingeniería de la UNAM N. E-23

OMM (2009), Organización Meteorológica Mundial. Gestión Integrada de Crecidas: Documento Conceptual

Pilarczyk K. (1998), Dikes and Revetments. Design, maintenance and safety assessment.
Página web: www.conagua.gob.mx <http://www.conagua.gob.mx>

SWAT (2005). Herramienta de evaluación de suelo y agua. Documentación Teórica. Versión 2005, en <http://swat.tamu.edu/>

UJAT (2003). Estudio del comportamiento de los sedimentos en el sistema Mezcalapa-Samaria-Carrizal, en el estado de Tabasco

FAO. 1980. Metodología provisional para la evaluación de la degradación de los suelos. Roma, Italia.

