

2 870115
24

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SOLUCION AL DESBORDAMIENTO DEL RIO TAMAZULA,
EN CULIACAN SINALOA

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

CARLOS ARMANDO ANAYA ARIAS

GUADALAJARA, JAL. NOVIEMBRE 1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

		PAGINA
1.0	INTRODUCCION	5
2.0	ESTUDIOS PRELIMINARES	
2.1	Topográfico	10
2.2	Hidrológico	11
2.3	Hidráulico	35
2.4	Socioeconómico	39
3.0	ANTEPROYECTO	
3.1	Alternativas de solución	46
3.2	Análisis de soluciones	50
4.0	PROYECTO	
4.1	Rectificación del cauce	52
4.2	Cálculos	54
5.0	DISENO	
5.1	Trazo de la rectificación del cauce	58
5.2	Cálculo del volumen de corte	66
5.3	Programa para el cálculo de remanso	71
6.0	CONCLUSIONES	98
	BIBLIOGRAFIA	99

1.0 INTRODUCCION

Las grandes civilizaciones, como la mayoría de los pueblos y ciudades, se han desarrollado y florecido cerca de los ríos y lagos naturales; para abastecerse del preciado líquido que es el agua, además de aprovechar ríos y lagos como medios de comunicación, para la agricultura y ganadería, para la obtención de energía eléctrica, etc., construyendo para tal fin obras hidráulicas tales como presas, canales, acueductos, etc.

Actualmente las presas se diseñan y construyen con la visión de que tengan usos múltiples, obteniendo así los volúmenes naturales disponibles, distribuyéndolos en el tiempo y el espacio; suministrando volúmenes de agua en épocas de estiaje cuando así se requiera y en época de avenidas regulando los excedentes que se tengan en la cuenca alta de las presas para mitigar los efectos producidos por inundaciones y proteger a las poblaciones que se encuentran aguas abajo de las presas.

Una avenida es el producto de escurrimiento por lluvia y/o por el deshielo, en cantidades tan grandes como para impedir su acomodo en los cauces de aguas abajo de las corrientes fluviales.

El hombre puede hacer poco para evitar una gran inundación, pero puede tener capacidad para reducir al mínimo los daños a los cultivos y a las propiedades en la planicie de inundación del río.

El control absoluto de inundaciones raramente es factible física o económicamente, lo que se busca es reducir los daños que las inundaciones causan hasta un mínimo que sea consistente con el costo involucrado.

Los trabajos y acciones aceptadas comúnmente para reducir daños por inundaciones son los siguientes:

- 1).- Reducción del escurrimiento máximo con vasos de almacenamiento.
- 2).- Encauce del escurrimiento, dentro de un cauce previamente definido por obras de bordos, muros de defensa o en conductos cerrados.
- 3).- Desviación de aguas de avenidas o crecientes, por medio de obras - de desvío y cauces de alivio hacia otras corrientes y hasta otras-cuencas.
- 4).- Reducción del escurrimiento de aguas de avenidas por medio de prác-ticas de manejo de terrenos.
- 5).- Evacuación temporal de zonas amenazadas por inundaciones con base-en llamados de alerta y advertencias.
- 6).- Rectificación del cauce natural en ríos que se encuentran azolva--dos por materiales naturales o artificiales.
- 7).- Prácticas de manejo de la planicie de inundación.

Los proyectos u obras para el alivio de inundaciones utilizan en general una combinación de estas medidas.

ANTECEDENTES: Las precipitaciones pluviales que se presentan en Sinaloa, específicamente en la cuenca del río Tamazula, son del tipo orográficas, ciclónicas y las originadas por la presencia de masas de -aire polar y tropical. Estas precipitaciones han provocado fuertes avenidas ocasionando problemas de inundación en una parte de la zona urba-na de la ciudad de Culiacán, llegando a causar considerables pérdidas -materiales en las zonas aledañas, esto principalmente ha sido producido por la poca capacidad hidráulica en algunas zonas del río Tamazula, de-bido a obstrucciones que ha sufrido por rellenos y edificaciones maí -planificadas.

Las zonas mas susceptibles a inundarse estan a la altura del- puente "José Ma. Morelos" y el fraccionamiento "La Campiña" habiendose- registrado tirantes de agua de hasta 1.00 Mts. en las partes mas bajas- después del desborde del río, provocando daños considerables, la zona -

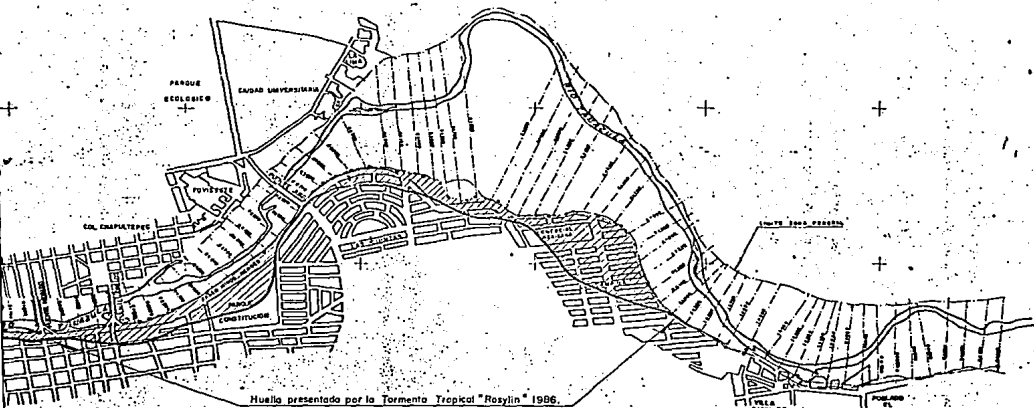
de inundación se presenta en el plano P-1.

Independientemente de la falta de capacidad hidráulica del cauce, otro grave problema es que en la confluencia del río Tamazula con el río Humaya (aguas abajo de la zona afectada) se tiene la presa derivadora "Carlos Carvajal Zarazúa", la cual indirectamente provoca un remanso y el tiempo para poder desalojar el volumen del agua que transita es insuficiente por la falta de descargas en los desarenadores.

LOCALIZACION: El río Tamazula nace en la Sierra Madre Occidental en el estado de Durango, en su recorrido hacia el Océano Pacífico - donde desemboca, atraviesa en su parte media por el estado de Sinaloa - concretamente en Culiacán, capital de dicho estado. Aguas arriba de la zona afectada por inundaciones, se localiza la presa "Sanalona" construida sobre la cuenca hidrológica del río Tamazula.

La zona afectada y de la cual hacemos mención en líneas anteriores se localiza al oriente de Culiacán, al noroeste de la República Mexicana, entre los paralelos 22°31' y 26°56' de latitud norte y entre los meridianos 105°24' y 109°27' de longitud oeste, a una altitud de 40-M.S.N.M., se anexa croquis.

OBJETIVO: El objetivo principal de este proyecto es disminuir hasta donde sea posible las inundaciones y las grandes pérdidas económicas que estas ocasionan y en algunos casos la pérdida de vidas humanas. Así mismo, dado el crecimiento que ha tenido la ciudad, permite suponer que se controlarían hasta la medida adecuada de la posibilidad de focos de infección y contaminación de lagunas, ocasionadas por las inundaciones que tanto daño causan a la salud.



Huella presentada por la Tormenta Tropical "Rosilyn" 1986.

U A G	
ESCUELA DE INGENIERIA	
DIVISION DE DESARROLLO DE OBRAS	
DE TERRESTRE, CIUDAD, D.F.	
SECCIONES TRANSVERSALES Y POSICIONAL DE APOYO	
ZONA DE INUNDACION	
CARTA HOJA	Escala: 1:500
PARTE: ORDEN	CANTON: 11200

2.0 ESTUDIOS PRELIMINARES .

Cualquier estructura fluvial tiene como finalidad modificar la forma natural del río en otras más favorables para la agricultura, ganadería, centros de población, etc.

Para diseñarlas es necesario contar con los siguientes estudios que son base de los proyectos.

2.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO.

Para resolver un problema de hidráulica fluvial, es de vital importancia el tener lo más completo posible la información concerniente al levantamiento topográfico, debiendo ser este lo más actualizado posible, ya que de ello dependerá el no tener que efectuar modificaciones posteriores por no haber considerado algún punto de importancia al hacer los trazos de la solución propuesta. Para el proyecto que presento como tema de tesis, cuento con la siguiente información:

2.1.1 POLIGONAL DE APOYO.

Se efectuó el trazo de la poligonal de apoyo en una longitud de 8+000 Km. por medio de la cual nos valdremos para ubicar trazos auxiliares, así como las secciones transversales como se muestra en el plano P-2.

2.1.2 SECCIONES TRANSVERSALES.

Se obtuvieron las secciones transversales al flujo de la corriente en estudio a cada 100.00 Mts., las cuales se muestran en el plano P-3 a la escala horizontal y vertical que se indica.

Estos datos son importantes para la detección de errores en la planta topográfica, efectuar un trazo y obtener volúmenes de obra, para lo cual deberá tomarse en cuenta las escalas a las que están dibujadas dichas secciones (debido a la gran cantidad de secciones el plano P-3 es una muestra representativa de ellas).

2.1.3 PLANTA TOPOGRAFICA.

Se elaboró la planta topográfica escala 1:8000 con curvas de nivel a cada metro en donde se indica la infraestructura existente como se muestra en el plano P-4.

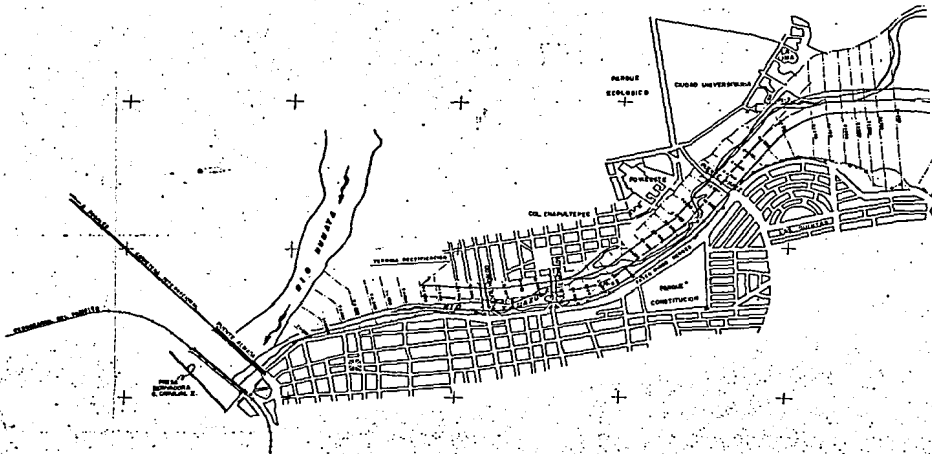
2.2 ESTUDIO HIDROLOGICO.

El agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico proveniente de la atmósfera se llama precipitación. Esta origina lo que se conoce como escurrimiento, que puede considerarse como el producto del ciclo hidrológico el cual está influido por factores climáticos y fisiográficos, siendo principalmente la lluvia y la evapotranspiración de los primeros y las características de la cuenca y el cauce, los segundos.

Los datos hidrológicos comúnmente utilizados para determinar los gastos de las avenidas, son los registros directos de los aforos durante un largo período de tiempo en el lugar de estudio.

2.2.1 ANALISIS DE DATOS.

Al estudiar los datos hidrológicos disponibles se pudo observar que la zona de estudio cuenta con registros hidrométricos a partir de 1938 de la estación "El Bledal" ubicada aguas arriba del sitio donde se requiere el proyecto.



PARKER EXHIBIT

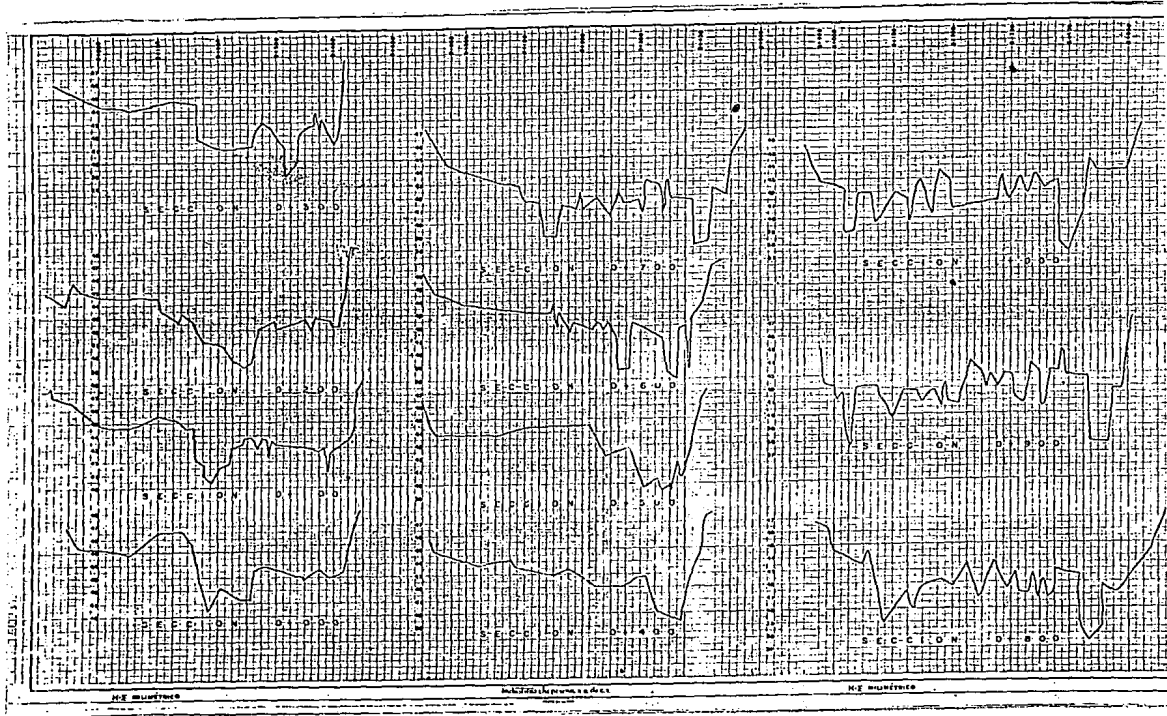
CLOSE UNIVERSITY

OL. CHAPELITE

PARKER
CONSTITUTION

RIVER
S.W. QUARTER
N.W. QUARTER

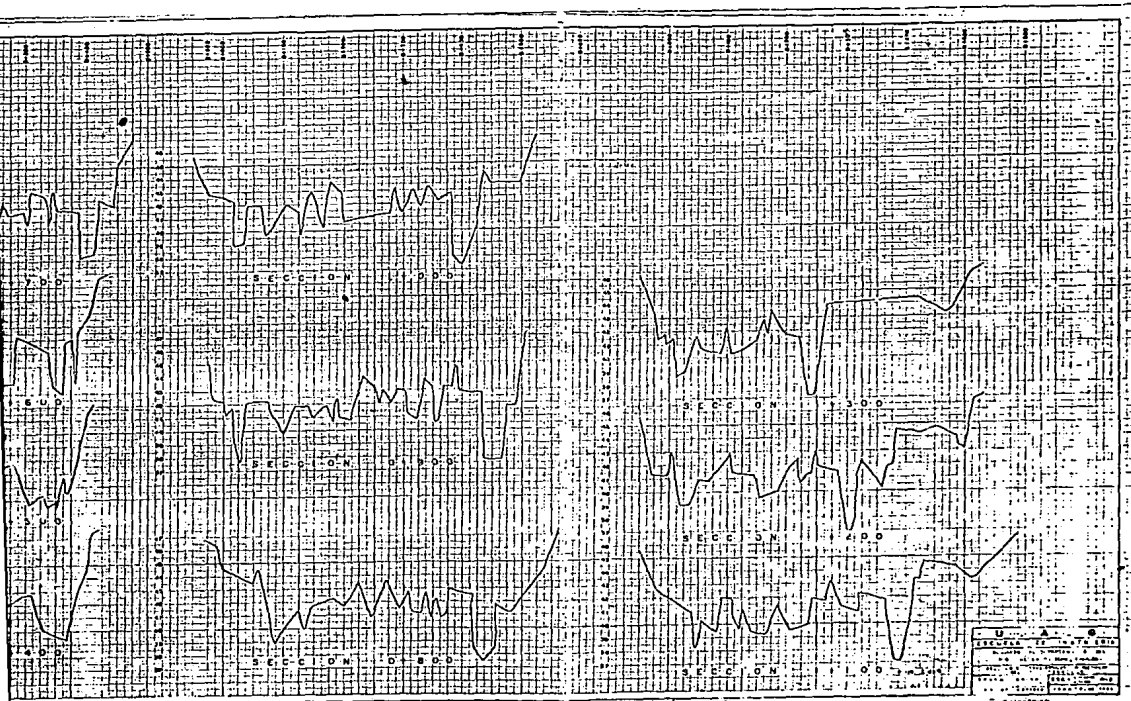
ROAD



NY MULTIFRASE

Sub 7561 in person's chest

NY MULTIFRASE



U. S. A. G.	
REGISTRATION OF THE DATA	
DATE	1952
TIME	10:00
LOCATION	100
OPERATOR	
ASSISTANT	
REMARKS	

100

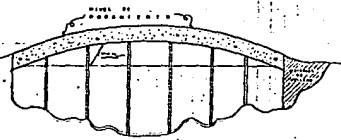
100

100

OBRAS CONSTRUIDAS SOBRE EL CAUCE DEL RÍO "TAMAZULA"

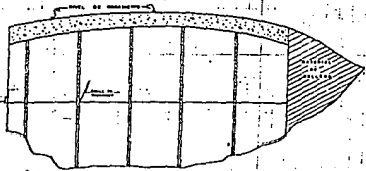
MATERIALES EMPLEADOS	
1	Gravilla
2	Gravilla
3	Gravilla
4	Gravilla
5	Gravilla
6	Gravilla
7	Gravilla
8	Gravilla
9	Gravilla
10	Gravilla
11	Gravilla
12	Gravilla
13	Gravilla
14	Gravilla
15	Gravilla
16	Gravilla
17	Gravilla
18	Gravilla
19	Gravilla
20	Gravilla
21	Gravilla
22	Gravilla
23	Gravilla
24	Gravilla
25	Gravilla
26	Gravilla
27	Gravilla
28	Gravilla
29	Gravilla
30	Gravilla
31	Gravilla
32	Gravilla
33	Gravilla
34	Gravilla
35	Gravilla
36	Gravilla
37	Gravilla
38	Gravilla
39	Gravilla
40	Gravilla
41	Gravilla
42	Gravilla
43	Gravilla
44	Gravilla
45	Gravilla
46	Gravilla
47	Gravilla
48	Gravilla
49	Gravilla
50	Gravilla
51	Gravilla
52	Gravilla
53	Gravilla
54	Gravilla
55	Gravilla
56	Gravilla
57	Gravilla
58	Gravilla
59	Gravilla
60	Gravilla
61	Gravilla
62	Gravilla
63	Gravilla
64	Gravilla
65	Gravilla
66	Gravilla
67	Gravilla
68	Gravilla
69	Gravilla
70	Gravilla
71	Gravilla
72	Gravilla
73	Gravilla
74	Gravilla
75	Gravilla
76	Gravilla
77	Gravilla
78	Gravilla
79	Gravilla
80	Gravilla
81	Gravilla
82	Gravilla
83	Gravilla
84	Gravilla
85	Gravilla
86	Gravilla
87	Gravilla
88	Gravilla
89	Gravilla
90	Gravilla
91	Gravilla
92	Gravilla
93	Gravilla
94	Gravilla
95	Gravilla
96	Gravilla
97	Gravilla
98	Gravilla
99	Gravilla
100	Gravilla

SERVIDORIO DE LITROS



SECCION DEL PUENTE "LIC. BENITO JUAREZ"

PLANTONES DE METROS

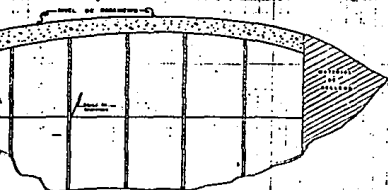


SECCION DEL PUENTE "JOSE MA. MORELOS"

MATERIALES EMPLEADOS	
1	Gravilla
2	Gravilla
3	Gravilla
4	Gravilla
5	Gravilla
6	Gravilla
7	Gravilla
8	Gravilla
9	Gravilla
10	Gravilla
11	Gravilla
12	Gravilla
13	Gravilla
14	Gravilla
15	Gravilla
16	Gravilla
17	Gravilla
18	Gravilla
19	Gravilla
20	Gravilla
21	Gravilla
22	Gravilla
23	Gravilla
24	Gravilla
25	Gravilla
26	Gravilla
27	Gravilla
28	Gravilla
29	Gravilla
30	Gravilla
31	Gravilla
32	Gravilla
33	Gravilla
34	Gravilla
35	Gravilla
36	Gravilla
37	Gravilla
38	Gravilla
39	Gravilla
40	Gravilla
41	Gravilla
42	Gravilla
43	Gravilla
44	Gravilla
45	Gravilla
46	Gravilla
47	Gravilla
48	Gravilla
49	Gravilla
50	Gravilla
51	Gravilla
52	Gravilla
53	Gravilla
54	Gravilla
55	Gravilla
56	Gravilla
57	Gravilla
58	Gravilla
59	Gravilla
60	Gravilla
61	Gravilla
62	Gravilla
63	Gravilla
64	Gravilla
65	Gravilla
66	Gravilla
67	Gravilla
68	Gravilla
69	Gravilla
70	Gravilla
71	Gravilla
72	Gravilla
73	Gravilla
74	Gravilla
75	Gravilla
76	Gravilla
77	Gravilla
78	Gravilla
79	Gravilla
80	Gravilla
81	Gravilla
82	Gravilla
83	Gravilla
84	Gravilla
85	Gravilla
86	Gravilla
87	Gravilla
88	Gravilla
89	Gravilla
90	Gravilla
91	Gravilla
92	Gravilla
93	Gravilla
94	Gravilla
95	Gravilla
96	Gravilla
97	Gravilla
98	Gravilla
99	Gravilla
100	Gravilla

MATERIALES EN METROS

AS SOBRE EL CAUCE DEL RIO "TAMAZULA"



SECCION DEL PUENTE
 1. Nivel de pavimento
 2. Nivel de base
 3. Nivel de agua
 4. Nivel de fondo
 5. Nivel de cimentación

EL ELEVACIONES EN METROS
 50
 45
 40
 35
 30
 25
 20
 15
 10
 5
 0

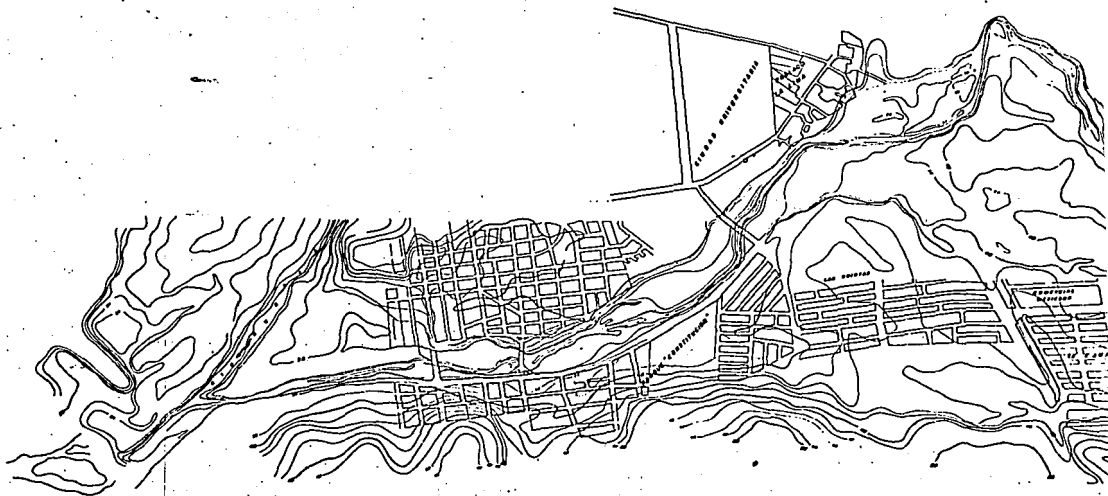


SECCION DEL PUENTE
 1. Nivel de pavimento
 2. Nivel de base
 3. Nivel de agua
 4. Nivel de fondo
 5. Nivel de cimentación

SECCION DEL PUENTE "JOSE MA. MORELOS"

SECCION DEL PUENTE "MIGUEL HIDALGO"

U. A. G.		
INSTITUTO DE INGENIERIA		
CALLE DE LA INDEPENDENCIA No. 100		
C. P. 06000, MEXICO, D. F.		
TEL. 5623 4111		
FAX 5623 4111		
E-MAIL: ingenieria@uag.mx		
P. O. BOX 2000		
C. P. 06000, MEXICO, D. F.		
TEL. 5623 4111		
FAX 5623 4111		
E-MAIL: ingenieria@uag.mx		



En este trabajo se utilizarán los gastos máximos anuales registrados, ya que nos interesa obtener como resultado el gasto máximo que es probable se presente, asociado a un período de retorno en años.

2.2.2 PROCESAMIENTO DE DATOS.

Debido a que en la cuenca del río Tamazula se cuenta con un período aceptable de registros hidrométricos para la obtención del gasto de diseño, emplearé los métodos estadísticos por ser los más precisos, en comparación con otras estimaciones basadas en ecuaciones empíricas.

Aplicaré los métodos de: Nash, Gumbel y Lebediev.

2.2.3 METODO DE NASH.

Considera que el valor del gasto máximo para un determinado período de retorno se puede calcular con la expresión:

$$Q_{\max} = a + c \operatorname{Log} \operatorname{Log} \frac{T_r}{T_r - 1} \quad 2.1$$

$$a = Q_m - c X_m \quad 2.2$$

$$c = \frac{\sum X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum X_i^2 - N X_m^2} \quad 2.3$$

$$X_i = \operatorname{Log} \operatorname{Log} \frac{T_r}{T_r - 1} \quad 2.4$$

$$Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left[\frac{S_{qq} - (S_{xq})^2}{S_{xx}} \right]} \quad 2.5$$

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 \quad 2.6$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \quad 2.7$$

$$Sxq = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i)$$

2.8

DONDE:

a, c Constantes en función del registro de gastos máximos anuales.

Q_{max} = Gasto máximo para un período de retorno determinado, en M³/seg.

Tr = Período de retorno en años.

Q_m = $\frac{\sum Q_i}{N}$ Gasto medio anual, en M³/seg.

Q_i = Gastos máximos anuales, en M³/seg.

N = Número de años de registro.

X_i = Constante para cada Q_i registrado en función de su Tr correspondiente.

X_m = $\frac{\sum X_i}{N}$ Valor medio de las X

Para calcular los valores de X_i correspondiente a las Q_i se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i; al Q_i máximo le corresponde el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. y el Tr para cada Q_i se determina por:

$$Tr = \frac{N+1}{m} \quad y \quad 2.9$$

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q \quad 2.10$$

2.2.3.1 CALCULOS PRELIMINARES.

Para aplicar este método los gastos máximos anuales registrados en la estación "El Bleda" Tabla 1 columna 2 se ordenan en forma decreciente como se indica en la tabla 2 columna 1. La columna 2 es el número de orden de la 1 a 49, ya que este es el número de datos. La columna 3 se calcula empleando la ecuación 2.9 que en este caso se transforma en:

$$Tr = \frac{49+1}{m_i} = \frac{50}{m_i}$$

Las X_i se obtienen sustituyendo en la ecuación 2.4 los valores de la columna 4.

DATOS ESTADISTICOS REGISTRADOS
ESTACION "EL BLEDAL"
GASTOS MAXIMOS ANUALES

AÑO	Qmax. (M ³ /seg)	AÑO	Qmax (M ³ /seg)
1938	766.10	1962	1000.0
1939	597.25	1963	335.6
1940	170.0	1964	258.00
1941	118.60	1965	91.50
1942	64.58	1966	121.84
1943	157.20	1967	325.6
1944	197.00	1968	1576.0
1945	414.00	1969	228.0
1946	291.00	1970	82.0
1947	174.00	1971	276.0
1948	233.00	1972	380.0
1949	152.20	1973	296.0
1950	44.10	1974	233.0
1951	227.40	1975	480.0
1952	169.0	1976	59.54
1953	668.90	1977	81.55
1954	30.68	1978	360.0
1955	152.00	1979	340.0
1956	91.36	1980	211.15
1957	283.00	1981	165.0
1958	433.00	1982	85.0
1959	132.40	1983	80.0
1960	529.00	1984	160.0
1961	122.00	1985	250.0
		1986	720.0

METODO DE NASH

TABLA 2

$Q_1(M^3/seg)$	mf	$Tr = \frac{N+1}{m}$	$\frac{Tr}{Tr-1}$	$X_1 = \text{Log Log } \frac{Tr}{Tr-1}$	X_1^2	$X_1 Q_1$
1576.0	1	50.00	1.020	-2.0655	4.2663	-3255.23
1000.0	2	25.00	1.041	-1.7582	3.0913	-1758.20
766.1	3	17.00	1.062	-1.5829	2.5056	-1212.66
720.0	4	12.75	1.085	-1.4506	2.1042	-1044.43
668.9	5	10.20	1.109	-1.3474	1.8155	- 901.28
597.25	6	8.50	1.133	-1.2658	1.6022	- 756.00
529.0	7	7.29	1.159	-1.1932	1.4237	- 631.20
480.0	8	6.37	1.186	-1.1303	1.2776	- 542.54
433.0	9	5.67	1.214	-1.0746	1.1548	- 465.30
414.0	10	5.10	1.244	-1.0231	1.0467	- 423.56
380.0	11	4.64	1.275	-0.9767	0.9539	- 371.15
360.0	12	4.25	1.308	-0.9333	0.8710	- 355.99
340.0	13	3.92	1.342	-0.8936	0.7985	- 303.02
335.0	14	3.64	1.379	-0.8552	0.7314	- 287.00
325.6	15	3.40	1.417	-0.8200	0.6724	- 266.99
296.0	16	3.19	1.457	-0.7866	0.6187	- 232.83
291.0	17	3.0	1.500	-0.7543	0.5690	- 219.50
283.0	18	2.83	1.516	-0.7230	0.5227	- 204.61
276.0	19	2.68	1.595	-0.6930	0.4808	- 101.27
258.0	20	2.55	1.645	-0.6652	0.4425	- 171.62
250.0	21	2.43	1.699	-0.6379	0.4069	- 159.47
233.0	22	2.32	1.758	-0.6108	0.3731	- 142.32
233.0	23	2.22	1.820	-0.5849	0.3421	- 136.28
228.0	24	2.12	1.893	-0.5563	0.3106	- 127.06
227.4	25	2.04	1.961	-0.5339	0.2850	- 121.41
211.15	26	1.95	2.042	-0.5086	0.2585	- 107.39
197.0	27	1.89	2.124	-0.4852	0.2354	- 95.58
174.0	28	1.82	2.219	-0.4607	0.2122	- 80.16
170.0	29	1.76	2.316	-0.4380	0.1918	- 74.46

METODO DE NASH

TABLA 2

$Q_i (M^3/seg)$	mi	$Tr = \frac{N+1}{mi}$	$\frac{Tr}{Tr-1}$	$X_i = \text{Log Log } \frac{Tr}{Tr-1}$	X_i^2	$X_i Q_i$
169.0	30	1.70	2.429	-0.4140	0.1714	- 69.97
165.0	31	1.64	2.562	-0.3887	0.1511	- 6413
160.0	32	1.59	2.695	-0.3660	0.1340	- 58.56
157.1	33	1.54	2.852	-0.3418	0.1168	- 33.73
155.20	34	1.50	3.000	-0.3214	0.1033	- 49.88
152.0	35	1.46	3.174	-0.2996	0.0898	- 45.54
132.40	36	1.42	3.381	-0.2765	0.0764	- 36.61
122.0	37	1.39	3.564	-0.2581	0.0666	- 31.49
121.84	38	1.34	3.941	-0.2250	0.0506	- 27.41
118.60	39	1.31	4.226	-0.2035	0.0414	- 24.13
91.50	40	1.27	4.704	-0.1723	0.0297	- 15.76
91.36	41	1.24	5.167	-0.1468	0.0215	- 13.41
85.0	42	1.21	5.762	-0.1189	0.0141	- 10.11
82.0	43	1.19	6.263	-0.0987	0.0097	- 8.00
81.55	44	1.16	7.25	-0.0653	0.0043	- 5.32
80.00	45	1.13	8.692	-0.0273	0.0007	- 2.18
64.58	46	1.11	10.091	-0.0017	0.0000	- 0.11
59.54	47	1.08	13.500	+0.0932	-0.0028	- 3.17
44.16	48	1.06	17.667	0.0959	0.0092	4.23
30.68	49	1.04	26.00	0.1507	0.0227	4.62
<hr/>						
14416.55	49			-30.2356	30.6801	-15070.72

2.2.3.2 CALCULO DE Q_m y X_m

Sumando las columnas 1 y 5 y dividiendolas entre el número de años de registro se obtiene:

$$Q_m = \frac{14416.55}{49} = 294.21$$

$$X_m = \frac{-30.2356}{49} = -0.6170$$

2.2.3.3 CALCULO DE LAS CONSTANTES a y c

De la ecuación 2.3 se obtiene:

$$c = \frac{-15070.72 - 49 (-0.6170) (294.21)}{30.681 - 49 (-0.6170)^2} = -513.4147$$

De la ecuación 2.2 se obtiene:

$$a = 294.21 - [(-513.4147) (-0.6170)] = -22.5216$$

2.2.3.4 CALCULO DEL GASTO MAXIMO

Sustituyendo los valores de las constantes a y c en la ecuación 2.1 se obtiene:

$$Q_{max} = -22.5216 + (-513.4147) \text{ Log } \text{Log } \frac{T_r}{T_r - 1}$$

$T_r = 10$ años	$Q_{max} = 665.21$ M ³ /seg.
20 años	$Q_{max} = 825.72$ M ³ /seg.
50 años	$Q_{max} = 1033.47$ M ³ /seg.
80 años	$Q_{max} = 1139.12$ M ³ /seg.
100 años	$Q_{max} = 1189.15$ M ³ /seg.

2.2.2.5

CALCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA

Para calcular este intervalo se emplea la ecuación 2.5. Antes de aplicarla conviene calcular S_{xx} , S_{qq} y S_{xq} con las ecuaciones 2.6, 2.7 y 2.8 respectivamente.

$$S_{xx} = 49(30.6801) - (-30.2356)^2 = 589.1334$$

$$S_{qq} = 49(7'951,990.3) - (14,416.55)^2 = 181'810,610.80$$

$$S_{xq} = 49(-15070.72) - (14,416.55)(-30.2356) = 296,164.0844$$

$$Q = \pm 2 \sqrt{\frac{1577.55 + [(X+0.617)]^2 (1189.11)}{Tr-1}}$$

$$\text{Donde: } X = \text{Log Log } \frac{Tr}{Tr-1}$$

$$Tr = 10 \text{ años } \quad X = \text{Log Log } \frac{10}{9} = -1.3395 \quad \Delta Q = 93.77 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$20 \text{ años } \quad X = \text{Log Log } \frac{20}{19} = 1.6522 \quad \Delta Q = 106.80 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$50 \text{ años } \quad X = \text{Log Log } \frac{50}{49} = 2.0568 \quad \Delta Q = 127.16 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$80 \text{ años } \quad X = \text{Log Log } \frac{80}{79} = 2.26 \quad \Delta Q = 138.52 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$100 \text{ años } \quad X = \text{Log Log } \frac{100}{99} = -2.36 \quad \Delta Q = 144.09 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

2.2.3.6

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO.

El gasto de diseño se obtiene aplicando la ecuación 2.10

Para:

$$Tr = 10 \text{ años } \quad Q_d = 665.21 + 93.77 = 758.98 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$20 \text{ años } \quad Q_d = 825.72 + 106.80 = 932.52 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$50 \text{ años } \quad Q_d = 1033.47 + 127.16 = 1160.63 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$80 \text{ años } \quad Q_d = 1139.12 + 138.52 = 1277.64 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$100 \text{ años } \quad Q_d = 1189.15 + 144.09 = 1333.24 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

2.2.4 METODO DE GUMBEL.

Para calcular el gasto máximo para un período de retorno determinado se usa la sig. ecuación:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_N - \text{Log}_n Tr) \quad 2.11$$

$$\sqrt{Q} = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q)^2}{n-1}} \quad 2.12$$

El intervalo de confianza dentro del cual puede variar el gasto máximo dependiendo del registro disponible se obtiene con la sig. ecuación:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sqrt{Q^3}} \frac{Q}{\sqrt{N}} \quad \text{Si } 0.20 \leq \beta = \frac{1-1}{Tr} \leq 0.80 \quad 2.13$$

y

$$\Delta Q = \frac{1.14 \sqrt{Q}}{\sqrt{N}} \quad ; \quad \text{Si } \beta \geq 0.90 \quad 2.14$$

donde:

\sqrt{N} , Y_N Constantes función de N , tabla N° 3

\sqrt{Q} Desviación standard

$\sqrt{N \alpha \sqrt{Q^3}}$ Constantes función de β , tabla N° 4

* Las demás funciones ya han sido definidas.

2.2.4.1 CALCULO DE LA DESVIACION STANDARD.

Tomando en cuenta la suma de la columna 5 de la tabla 5 y substituyendo estos valores en la ecuación 2.12 se obtiene:

$$\sqrt{Q} = \sqrt{\frac{3'710,421}{48}} = 278.02$$

TABLE 3

H	γ_0	σ_c	H	γ_c	σ_c
3	.4843	.9043	49	.5401	1.1590
4	.4907	.9200	50	.54054	1.16066
10	.4957	.9497	51	.5409	1.1623
11	.4976	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5257	1.0676	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18516
25	.53096	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5337	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5342	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19387
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55868	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20667
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23578
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56923	1.24776
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57727	1.28255

TABLE 4

ϕ	$\sqrt{N\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3070)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2682
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5784
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1637)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

2.2.4.2 CALCULO DE LOS COEFICIENTES \bar{Y}_n y \sqrt{N}

De la tabla 3, para N=49 se obtiene:

$$\bar{Y}_N = .5481 \quad \text{y} \quad \sqrt{N} = 1.1590$$

2.2.4.3 OBTENCION DE LA ECUACION DEL GASTO MAXIMO.

Sustituyendo los valores calculados en las secciones 2.2.4.1 y 2.2.4.2 en la ecuación 2.11 se obtiene:

$$Q_{\max} = 294.21 - \frac{278.02}{1.1590} (0.5481 - \log_n Tr)$$

$$Q_{\max} = 162.73 + 239.88 \log_n Tr$$

Para:

$$Tr = 10 \text{ años} \quad Q_{\max} = 715.07 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$20 \text{ años} \quad Q_{\max} = 881.34 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$50 \text{ años} \quad Q_{\max} = 1101.15 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$80 \text{ años} \quad Q_{\max} = 1213.89 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$100 \text{ años} \quad Q_{\max} = 1267.42 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

2.2.4.4 CALCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA

Como $\beta = 1 - \frac{1}{Tr}$ en todos los casos es mayor de 0.90 el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación 2.14 así:

$$\Delta Q = \pm \frac{(1.14)(278.02)}{1.1590} = 275.60 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

2.2.4.5 CALCULO DEL GASTO MAXIMO DE DISEÑO.

El gasto máximo de diseño es la suma del gasto máximo más el intervalo de confianza, por lo que para:

Nº	Año	Qi (M ³ /seg)	Qi - Qm	(Qi - Qm) ²
1	1968	1576.0	1281.8	1'642,985.6
2	1962	1000.0	705.8	498,139.5
3	1938	766.1	471.9	222,680.2
4	1986	720.0	425.8	181,297.1
5	1953	668.9	374.7	140,392.6
6	1939	597.25	303.0	91,833.2
7	1960	529.0	234.8	55,126.3
8	1975	480.0	185.8	34,517.9
9	1958	433.0	138.8	19,262.7
10	1945	414.0	119.8	14,349.6
11	1972	380.0	85.8	7,359.9
12	1978	360.0	65.8	4,328.3
13	1979	340.0	45.8	2,096.7
14	1963	335.6	41.4	1,713.1
15	1967	325.6	31.4	985.3
16	1973	296.0	1.80	3.20
17	1946	291.0	-3.21	10.30
18	1957	283.0	-11.21	125.70
19	1971	276.0	-18.21	331.60
20	1964	258.0	-36.21	1,311.2
21	1985	250.0	-44.21	1,954.5
22	1948	233.0	-61.21	3,746.7
23	1974	233.0	-61.21	3,746.7
24	1969	228.0	-66.21	4,383.8
25	1951	227.4	-66.81	4,463.6
26	1980	211.15	-83.06	6,899.0
27	1944	197.0	-97.21	9,449.8
28	1947	174.0	-120.21	14,450.4

METODO DE GUMBEL

TABLA 5

Nº	Año	Qi (M ³ /seg)	Qi - Qm	(Qi - Qm) ²
29	1949	170.0	-124.21	15,428.1
30	1952	169.0	-125.21	15,677.5
31	1981	165.0	-129.21	16,695.2
32	1984	160.0	-134.21	18,012.3
33	1943	157.20	-137.01	18,771.7
34	1949	155.20	-139.01	19,323.8
35	1955	152.00	-142.21	20,223.7
36	1959	132.4	-161.81	26,182.5
37	1961	122.0	-172.21	29,656.3
38	1966	121.84	-172.37	29,711.4
39	1941	118.60	-175.61	30,838.9
40	1965	91.50	-202.71	41,091.3
41	1956	91.36	-202.85	41,148.1
42	1982	85.0	-209.2	43,768.8
43	1970	82.0	-212.2	45,033.1
44	1977	81.55	-212.7	45,224.3
45	1983	80.00	-214.2	45,885.9
46	1942	64.58	-229.6	52,730.0
47	1976	59.54	-234.7	55,070.0
48	1950	44.10	-250.1	62,555.0
49	1954	30.68	-263.5	69,448.1

 3'710,421

Tr= 10 años	Qd= 715.07 + 275.6 = 990.061 M ³ /seg.
Tr= 20 años	Qd= 881.34 + 275.6 = 1156.94 M ³ /seg.
Tr= 50 años	Qd= 1101.15 + 275.6 = 1376.75 M ³ /seg.
Tr= 80 años	Qd= 1213.89 + 275.6 = 1489.49 M ³ /seg.
Tr= 100 años	Qd= 1267.42 + 275.6 = 1543.02 M ³ /seg.

2.2.5 METODO DE LEBEDIEV

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_{max} = Q_m(KC_v + 1) \quad 2.15$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^2}{N}} \quad 2.16$$

$$P = \frac{1}{T_r} \times 100 \quad 2.17$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r Q_{max}}{N} \quad A=1 \quad 2.18$$

Donde:

A= Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 y depende del número de años de registro, de 0 a 40 años se puede escoger cualquier valor entre 0.7 y 1.5, el valor disminuye al aumentar el registro. Para una muestra mayor a 40 años de registro se recomienda A= 0.70

K= Coeficiente que depende de la probabilidad P de que se repita el gasto máximo y el coeficiente de asimetría Cs, se obtiene de la tabla 6.

Cs= Coeficiente de asimetría, cuando el número de observaciones es mayor a 40 años se calcula con la expresión:

$$C_s = \frac{\sum \left(\frac{Q_i - 1}{Q_m}\right)^3}{N C_v^3} \quad 2.19$$

E_r = Coeficiente que depende de los valores de C_v y de la probabilidad P , Fig. 1

Las demás variables ya han sido definidas.

Sí el número de años de registro es menor de 40 años, Lebediev recomienda:

$C_s = 2C_v$ Para avenidas producidas por deshielo

$C_s = 3C_v$ Para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 5C_v$ Para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

2.2.5.1 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIACION.

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^2}{N}}$$
 De tabla 7
y aplicando la ecuación 2.16 se reduce al sumar la columna 5 y dividirla entre el número de años de registro, al sacarle raíz cuadrada queda:

$$= \sqrt{\frac{42.84}{49}} = 0.935$$

2.2.5.2 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ASIMETRÍA.

$$C_s = \frac{\sum \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$
 Como el número de años de registro es mayor que 40, se calcula con la ecuación 2.19 y obtenemos $C_s =$ Tabla 7 columna 6

$$= \frac{113.96}{49(.935)^3} = 2.845$$

2.2.5.3 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE K

Para cada uno de los T_r que se quiera considerar se obtiene P -

de la ecuación 2.17 y con $C_s = 2.845$ K se obtiene de la tabla 6

$T_r = 10$ años	$P = \frac{1}{10} \times 100$	10%	1.16
$T_r = 20$ años	$P = \frac{1}{20} \times 100$	5%	2.00
$T_r = 50$ años	$P = \frac{1}{50} \times 100$	2%	3.12
$T_r = 80$ años	$P = \frac{1}{80} \times 100$	1.25%	3.33
$T_r = 100$ años	$P = \frac{1}{100} \times 100$	1.0%	3.98

2.2.5.4 OBTENCIÓN DE E_r

Con P obtenida de la ecuación $P = \frac{1}{T_r} \times 100$ y $C_v = 0.935$, en la fig. 1 se obtiene E_r :

$T_r = 10$ años	$P = 10\%$	$K = 1.16$	$E_r = 1.04$
$T_r = 20$ años	$P = 5\%$	$K = 2.00$	$E_r = 1.15$
$T_r = 50$ años	$P = 2\%$	$K = 3.12$	$E_r = 1.30$
$T_r = 80$ años	$P = 1.25\%$	$K = 3.33$	$E_r = 1.32$
$T_r = 100$ años	$P = 1.0\%$	$K = 3.98$	$E_r = 1.34$

2.2.5.5 OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO

Para cada uno de los períodos de retorno considerados, se aplica la ecuación $Q_{max} = Q_m (KC_v + 1)$ y se obtiene:

$T_r = 10$ años	$Q_{max} =$	613.31	$M^3/\text{seg.}$
$T_r = 20$ años	$Q_{max} =$	844.38	"
$T_r = 50$ años	$Q_{max} =$	1152.48	"
$T_r = 80$ años	$Q_{max} =$	1210.24	"
$T_r = 100$ años	$Q_{max} =$	1389.05	"

METODO DE L'ABREVIEV

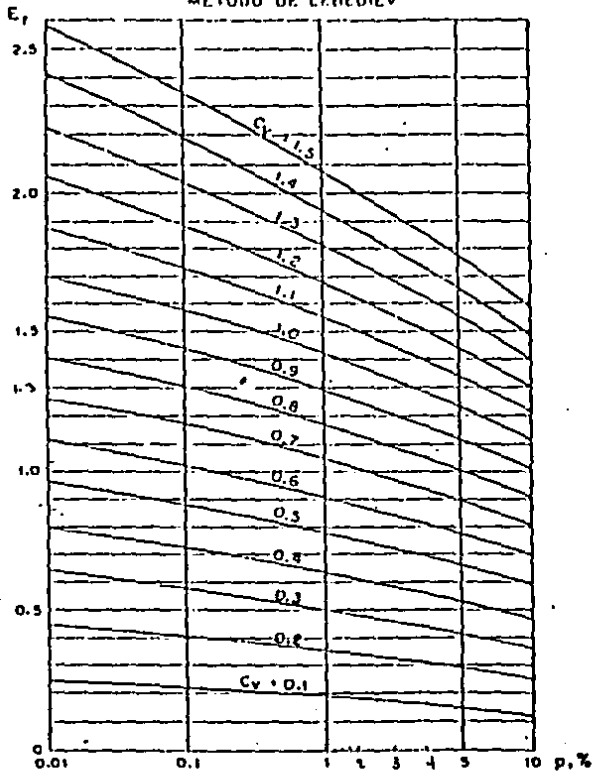


Fig.1 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE ;

METODO DE LEBEDIEV

TABLA 7

Nº	$Q_i(\text{M}^3/\text{seg})$	Q_i/Q_m	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^3$
1	1576.0	5.356	4.356	18.974	82.650
2	1000.0	3.398	2.398	5.750	13.789
3	766.1	2.604	1.604	2.572	4.126
4	720.0	2.447	1.447	2.093	3.029
5	668.9	2.273	1.273	1.620	2.062
6	597.25	2.030	1.030	1.061	1.092
7	529.0	1.798	0.798	0.636	0.508
8	480.0	1.631	0.631	0.398	0.251
9	433.0	1.472	0.472	0.222	0.105
10	414.0	1.407	0.407	0.165	0.067
11	380.0	1.291	0.291	0.085	0.000
12	360.0	1.223	0.223	0.049	0.000
13	340.0	1.155	0.155	0.024	0.000
14	335.6	1.138	0.138	0.019	0.000
15	325.6	1.106	0.106	0.011	0.000
16	296.0	1.006	0.006	0.000	0.000
17	291.0	0.989	-0.011	0.000	0.000
18	283.0	0.962	-0.038	0.001	0.000
19	276.0	0.938	-0.062	0.003	0.000
20	258.0	0.877	-0.123	0.015	0.000
21	250.0	0.849	-0.151	0.022	0.000
22	233.0	0.792	-0.208	0.043	0.000
23	233.0	0.792	-0.208	0.043	0.000
24	228.0	0.775	-0.225	0.050	0.011
25	227.4	0.773	-0.227	0.051	0.011
26	211.15	0.717	-0.283	0.080	0.022
27	197.0	0.669	-0.331	0.109	0.036
28	174.0	0.591	-0.409	0.167	0.068

METODO DE LEBEDIEV

TABLA 7

Nº	$Q_i(\text{M}^3/\text{seg})$	Q_i/Q_m	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3$
29	170.0	0.577	-0.423	0.179	0.075
30	169.0	0.574	-0.426	0.181	0.077
31	165.0	0.560	-0.440	0.193	0.085
32	160.0	0.543	-0.457	0.208	0.095
33	157.2	0.534	-0.466	0.217	0.101
34	155.2	0.527	-0.473	0.223	0.105
35	152.0	0.516	-0.484	0.234	0.113
36	132.4	0.448	-0.552	0.304	0.168
37	122.0	0.414	-0.585	0.342	0.20
38	121.84	0.414	-0.585	0.342	0.20
39	118.6	0.403	-0.597	0.356	0.212
40	91.50	0.311	-0.688	0.473	0.325
41	91.36	0.310	-0.689	0.474	0.327
42	85.0	0.288	-0.712	0.507	0.361
43	82.0	0.278	-0.722	0.521	0.376
44	81.55	0.277	-0.723	0.522	0.385
45	80.0	0.272	-0.728	0.529	0.476
46	64.58	0.219	-0.781	0.609	0.508
47	59.54	0.202	-0.798	0.636	0.610
48	44.10	0.149	-0.851	0.724	0.616
49	30.68	0.104	-0.896	0.802	0.719
	<hr/> 14416.55			<hr/> 42.840	<hr/> 113.960

2.2.5.6 OBTENCION DEL INTERVALO DE CONFIANZA.

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot Er \cdot Q_{\max}}{N} \quad N > 40 \quad \therefore A = 0.7$$

Tr= 10 años	$\Delta Q = 9.11 \text{ M}^3/\text{seg.}$
Tr= 20 años	$\Delta Q = 13.87 \text{ "}$
Tr= 50 años	$\Delta Q = 21.40 \text{ "}$
Tr= 80 años	$\Delta Q = 22.82 \text{ "}$
Tr= 100 años	$\Delta Q = 26.59 \text{ "}$

2.2.5.7 OBTENCION DEL GASTO DE DISEÑO.

Aplicando la ecuación $Q_{dis} = Q_{\max} \pm \Delta Q$ a cada uno de los períodos de retorno que se están considerando se obtiene:

Tr= 10 años	$Q_d = 622.42 \text{ M}^3/\text{seg.}$
Tr= 20 años	$Q_d = 858.25 \text{ "}$
Tr= 50 años	$Q_d = 1173.88 \text{ "}$
Tr= 80 años	$Q_d = 1233.06 \text{ "}$
Tr= 100 años	$Q_d = 1415.64 \text{ "}$

2.2.6 RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.

La siguiente tabla muestra los gastos máximos probables en $\text{M}^3/\text{seg.}$ asociados a diferentes períodos de retorno, obtenidos por los métodos estadísticos que se indican, para la estación hidrométrica "El Bledal".

PERIODO DE RETORNO

METODO	10	20	50	80	100 (Años)
LEBEDIEV	622.42	858.25	1173.88	1233.06	1415.64
NASH	758.98	932.52	1160.63	1277.64	1333.24
GUMBEL	990.07	1156.94	1376.75	1489.49	1543.02

2.2.6.1 CONCLUSION.

Tomaré como gasto de diseño el promedio de los tres, correspondientes a un período de retorno de 80 años, debido a las avenidas máximas presentadas por arriba de los 1400 M³/seg. en época de tormentas y que son las que más daño han ocasionado al provocar las inundaciones referidas en párrafos anteriores, y a la vez que haya factibilidad de realización de la obra propuesta, por lo tanto:

$$Q_{dis} = 1335.00 \text{ M}^3/\text{seg}$$

2.3 ESTUDIO HIDRAULICO.

Con apoyo en los estudios topográficos e hidrológico se procede al estudio hidráulico para el proyecto referido; con el cual obtendremos la capacidad hidráulica de cada sección transversal del río Tamazula.

2.3.1 OBTENCION DE PARAMETROS.

Para éste estudio hidráulico, utilizando las ecuaciones de continuidad y la ecuación de Manning, toman parte diversos parámetros -

TABLE No. 6 VALORES DE K

C ₂	C ₁	p en %																	C ₃	
		1	2	3	4	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97
1.0	7.2156413	2.302	1.952	1.611	1.270	0.940	0.41	3.24	-0.03	-0.23	-1.48	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
1.5	7.4750147	2.327	1.982	1.641	1.300	0.970	0.41	3.23	-0.04	-0.24	-1.49	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
1.9	7.7321774	2.353	2.008	1.667	1.326	1.000	0.41	3.22	-0.07	-0.29	-1.51	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
1.9	8.0103244	2.378	2.034	1.693	1.352	1.030	0.41	3.21	-0.08	-0.30	-1.52	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.0	8.2133910	2.403	2.060	1.719	1.378	1.060	0.41	3.20	-0.09	-0.31	-1.53	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.0	8.4736341	2.428	2.086	1.745	1.404	1.090	0.41	3.19	-0.09	-0.32	-1.54	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.1	8.7404473	2.453	2.112	1.771	1.430	1.120	0.41	3.18	-0.10	-0.32	-1.55	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.1	9.0144818	2.478	2.138	1.797	1.456	1.150	0.41	3.17	-0.11	-0.32	-1.56	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.2	9.2944818	2.503	2.164	1.823	1.482	1.180	0.41	3.16	-0.12	-0.33	-1.57	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.2	9.5744818	2.528	2.190	1.849	1.508	1.210	0.41	3.15	-0.12	-0.34	-1.58	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.3	9.8544818	2.553	2.216	1.875	1.534	1.240	0.41	3.14	-0.13	-0.34	-1.59	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.3	10.1344818	2.578	2.242	1.901	1.560	1.270	0.41	3.13	-0.13	-0.34	-1.60	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.4	10.4144818	2.603	2.268	1.927	1.586	1.300	0.41	3.12	-0.14	-0.34	-1.61	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.4	10.6944818	2.628	2.294	1.953	1.612	1.330	0.41	3.11	-0.14	-0.34	-1.62	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.5	10.9744818	2.653	2.320	1.979	1.638	1.360	0.41	3.10	-0.15	-0.34	-1.63	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.5	11.2544818	2.678	2.346	2.005	1.664	1.390	0.41	3.09	-0.15	-0.34	-1.64	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.6	11.5344818	2.703	2.372	2.031	1.690	1.420	0.41	3.08	-0.16	-0.34	-1.65	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.6	11.8144818	2.728	2.398	2.057	1.716	1.450	0.41	3.07	-0.16	-0.34	-1.66	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.7	12.0944818	2.753	2.424	2.083	1.742	1.480	0.41	3.06	-0.17	-0.34	-1.67	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.7	12.3744818	2.778	2.450	2.109	1.768	1.510	0.41	3.05	-0.17	-0.34	-1.68	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.8	12.6544818	2.803	2.476	2.135	1.794	1.540	0.41	3.04	-0.18	-0.34	-1.69	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.8	12.9344818	2.828	2.502	2.161	1.820	1.570	0.41	3.03	-0.18	-0.34	-1.70	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.9	13.2144818	2.853	2.528	2.187	1.846	1.600	0.41	3.02	-0.19	-0.34	-1.71	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
2.9	13.4944818	2.878	2.554	2.213	1.872	1.630	0.41	3.01	-0.19	-0.34	-1.72	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.0	13.7744818	2.903	2.580	2.239	1.898	1.660	0.41	3.00	-0.20	-0.34	-1.73	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.0	14.0544818	2.928	2.606	2.265	1.924	1.690	0.41	2.99	-0.20	-0.34	-1.74	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.1	14.3344818	2.953	2.632	2.291	1.950	1.720	0.41	2.98	-0.21	-0.34	-1.75	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.1	14.6144818	2.978	2.658	2.317	1.976	1.750	0.41	2.97	-0.21	-0.34	-1.76	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.2	14.8944818	3.003	2.684	2.343	2.002	1.780	0.41	2.96	-0.22	-0.34	-1.77	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.2	15.1744818	3.028	2.710	2.369	2.028	1.810	0.41	2.95	-0.22	-0.34	-1.78	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.2	15.4544818	3.053	2.736	2.395	2.054	1.840	0.41	2.94	-0.23	-0.34	-1.79	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.3	15.7344818	3.078	2.762	2.421	2.080	1.870	0.41	2.93	-0.23	-0.34	-1.80	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.3	16.0144818	3.103	2.788	2.447	2.106	1.900	0.41	2.92	-0.24	-0.34	-1.81	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.4	16.2944818	3.128	2.814	2.473	2.132	1.930	0.41	2.91	-0.24	-0.34	-1.82	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.4	16.5744818	3.153	2.840	2.499	2.158	1.960	0.41	2.90	-0.25	-0.34	-1.83	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.5	16.8544818	3.178	2.866	2.525	2.184	1.990	0.41	2.89	-0.25	-0.34	-1.84	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.5	17.1344818	3.203	2.892	2.551	2.210	2.020	0.41	2.88	-0.26	-0.34	-1.85	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.6	17.4144818	3.228	2.918	2.577	2.236	2.050	0.41	2.87	-0.26	-0.34	-1.86	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.6	17.6944818	3.253	2.944	2.603	2.262	2.080	0.41	2.86	-0.27	-0.34	-1.87	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.7	17.9744818	3.278	2.970	2.629	2.288	2.110	0.41	2.85	-0.27	-0.34	-1.88	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8
3.7	18.2544818	3.303	2.996	2.655	2.314	2.140	0.41	2.84	-0.28	-0.34	-1.89	-0.64	-0.72	-0.89	-0.84	-1.02	-1.08	-1.09	-1.11	1.8

como son: Area hidráulica de la sección, Perímetro mojado, Radio hidráulico, Pendiente hidráulica y Coeficiente de rugosidad, los cuales fueron obtenidos de la siguiente manera:

Area hidráulica: Se utilizó el planímetro por ser el método más exacto para conocer el área de figuras no geométricas.

Perímetro mojado: Es sustituido por el ancho de la superficie libre del agua. La mayoría de las secciones transversales de los ríos tienen un perfil irregular, pero se pueden asemejar a una sección rectangular en muchas de ellas.

Radio hidráulico: Resulta de dividir el área hidráulica por el perímetro mojado.

Pendiente hidráulica: Para la obtención de este parámetro se tomó como base la huella presentada el día 22 de Octubre de 1986, producida por la tormenta tropical "Rosylín", la cual aparece en el perfil longitudinal por el eje del cauce que se muestra en el plano P-8.

Se tomó la parte más representativa de la huella y el primer nivel fue de 44.05 M.S.N.M. y la parte final 38.40 M.S.N.M. en una longitud de 7600 Mts. por lo tanto:

$$Sh = \frac{44.05 - 38.40}{7600} = 0.00074$$

Coeficiente de rugosidad: Con la observación de las características naturales del cauce, se determinó el coeficiente de rugosidad, donde el tipo de material observado fue lino principalmente con algunas secciones pedregosas, el cauce tiene forma irregular con hierba alta que obstruye el flujo de la corriente aguas abajo del puente "Morelos". Existen además, dentro del cauce, árboles de gran tamaño de la especie "Alamos" que obstaculizan el flujo libre del agua.

En base a esta serie de características el coeficiente de rugosidad adoptado fue de 0.050, se anexa tabla T-8.

Obtenidos estos datos de cada una de las secciones del tramo en estudio, procedo al cálculo de la capacidad hidráulica de cada sección en régimen subcrítico iniciando en la 0+000 hasta la 6+900.

Enseguida presento un ejemplo con la sección 0+000 y así sucesivamente para cada una de las secciones, con los valores obtenidos formulo la tabla áreas-capacidades T-9 que me indicarán cuales secciones presentan problemas para alojar el gasto de diseño propuesto, el cual es $Q_d = 1335 \text{ M}^3/\text{seg.}$

EJEMPLO:

SECCION 0+000

DATOS:

$$A = 1400 \text{ M}^2.$$

$$P_m = 494 \text{ M.}$$

$$n = 0.050$$

$$S = 0.00074$$

fórmulas:

$$Q = AV$$

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_m}$$

SUSTITUCION:

$$R_h = \frac{1400 \text{ M}^2}{494 \text{ M}} = 2.834 \text{ Mts.}$$

$$V = \frac{1}{0.050} (2.834)^{2/3} (0.00074)^{1/2}$$

$$V = 1.0896 \text{ M/seg.}$$

$$Q = (1400) (1.0896)$$

$$Q = 1525.44 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

2.3.2 ANALISIS DEL ESTUDIO.

Al observar y analizar los resultados de la tabla 9 encontramos que en una gran longitud el cauce no es capaz de alojar el gasto de diseño propuesto, por la baja área hidráulica de las secciones.

Por lo tanto podemos concluir que lo que requerimos es más - área hidráulica en el cauce para no influir en las condiciones de estabilidad natural del mismo cauce, ya sea que se amplíe el cauce, que se formen bordos de protección en las riberas del río o que se levanten muros, el análisis de estas soluciones, se presenta en el capítulo siguiente.

2.4 ESTUDIO SOCIOECONOMICO.

Sobre el río Tamazula a la altura de la ciudad de Culiacán se busca solución al problema de los desbordamientos que han ocasionado serios problemas sociales y económicos, en la zona urbana afectada.

Dentro de la zona problema se encuentran en peligro de afectación inmediata alrededor de 200 casas habitación y 106 locales comerciales, así como los sitios de captación de agua potable (galerías filtrantes y pozos profundos).

2.4.1 ASPECTOS DEMOGRAFICOS.

El municipio de Culiacán cuenta con una población de 308,826 habitantes de acuerdo al censo de población y vivienda de 1980, estímase que en estas fechas supere al medio millón de habitantes.

MATERIAL DEL CANAL	n
Plástico, vidrio, tubería estirada	0.009
Cemento pulido, metal liso	0.010
Madera cepillada, tubería asbesto	0.011
Hierro forjado, acero soldado, lona	0.012
Concreto ordinario, hierro colado asfaltado	0.013
Madera no cepillada, barro vitrificado	0.014
Tubería de acero colado	0.015
Acero remachado, tabique	0.016
Mampostería de pedacera	0.017
Tierra emparejada	0.019
Tubería de metal corrugado	0.022
Grava firme	0.023
Corrientes naturales en buena condición	0.025
Corrientes naturales con piedras y hierbas	0.035
Corrientes naturales en muy malas condiciones	0.060

AREAS - CAPACIDADES

RIO TAMAZULA

TABLA 9

DATOS HIDRAULICOS

SECCION	NIVEL (MTS.)	AREA HIDRAULICA (M ² .)	PERIMETRO MOJADO (MTS.)	RADIO HIDRAULICO (MTS.)	VELOCIDAD (M/seg.)	GASTO (M ³ /seg.)
0 + 000	47.00	1400.00	494.00	2.834	1.089	1525.44
0 + 100	47.40	1749.00	524.00	3.338	1.182	2067.31
0 + 200	45.00	1430.00	467.00	3.062	1.147	1640.00
0 + 300	46.00	1448.00	488.00	2.967	1.123	1626.72
0 + 400	45.80	1385.00	453.00	3.050	1.146	1587.31
0 + 500	46.33	1425.00	480.00	2.969	1.093	1557.52
0 + 600	46.15	1715.00	497.00	3.451	1.209	2073.43
0 + 700	47.05	2405.00	546.00	4.405	1.422	3419.91
0 + 800	46.79	2326.00	531.00	4.380	1.414	3295.94
0 + 900	44.92	1414.00	521.00	2.714	1.030	1456.42
1 + 000	46.19	2044.00	542.00	3.771	1.282	2620.40
1 + 100	46.18	2299.00	590.00	3.896	1.310	3011.69
1 + 200	45.72	1800.00	568.00	3.169	1.141	2053.80
1 + 300	46.35	2078.00	568.00	3.658	1.256	2069.66
1 + 400	45.15	1674.00	500.00	3.348	1.184	1982.01
1 + 500	44.25	1080.00	473.00	2.283	0.917	990.36
1 + 600	45.00	1480.00	490.00	3.020	1.105	1635.00
1 + 700	44.90	1418.00	431.00	3.359	1.187	1718.80
1 + 800	43.90	1056.00	431.00	2.450	0.961	1014.80
1 + 900	43.50	1125.00	429.00	2.620	1.006	1131.10
2 + 000	42.95	888.00	428.00	2.075	0.861	764.60
2 + 100	42.60	810.00	412.00	1.966	0.830	672.19
2 + 200	42.50	756.00	394.00	1.919	0.817	617.60
2 + 300	42.50	998.00	375.00	2.661	1.016	1013.90
2 + 400	41.90	724.00	348.00	2.080	0.862	624.10
2 + 500	41.54	486.00	320.00	1.519	0.699	339.70
2 + 600	41.37	465.00	330.00	1.409	0.665	309.20
2 + 700	41.50	484.50	383.00	1.262	0.618	299.40
2 + 800	41.40	630.00	449.00	1.403	0.663	417.70

AREAS - CAPACIDADES

RIO TAMAZULA

TABLA 9

DATOS HIDRAULICOS

SECCION	NIVEL (MTS.)	AREA HIDRAULICA (M ² .)	PERIMETRO MOJADO (MTS.)	RADIO HIDRAULICO (MTS.)	VELOCIDAD (M/seg.)	GASTO (M ³ /seg.)
2 + 900	41.30	688.00	575.00	1.310	0.633	435.50
3 + 100	41.25	1021.00	767.00	1.331	0.640	653.40
3 + 200	41.00	932.00	837.00	1.114	0.569	530.30
3 + 300	41.40	1412.00	939.00	1.504	0.695	981.30
3 + 400	41.40	1816.00	976.00	1.861	0.801	1454.60
3 + 500	41.10	1470.00	1004.00	1.464	0.628	1002.50
3 + 600	42.10	3076.00	1025.00	3.001	1.101	3386.70
3 + 700	40.15	1528.00	1001.00	1.526	0.701	1071.10
3 + 800	40.40	2155.00	921.00	2.340	0.933	2010.60
3 + 900	40.90	2372.00	851.00	2.910	1.078	2557.10
4 + 000	40.20	1420.00	643.00	2.145	0.834	1259.50
4 + 100	40.25	1980.00	910.00	2.776	0.888	1758.20
4 + 200	42.30	2770.00	664.00	4.172	1.372	3800.40
4 + 300	41.40	1380.00	354.00	3.898	1.311	1809.20
4 + 400	41.20	1245.00	316.00	3.940	1.320	1643.40
4 + 500	40.85	1122.00	282.00	3.979	1.329	1491.00
4 + 600	40.54	900.00	254.00	3.543	1.230	1167.00
4 + 700	41.15	1171.00	207.00	4.197	1.377	1612.50
4 + 800	40.20	950.00	286.00	3.322	1.177	1119.00
4 + 900	39.10	621.00	245.00	2.559	0.990	614.80
5 + 000	38.85	615.00	233.00	2.634	1.009	620.53
5 + 100	38.65	652.00	282.00	2.312	0.925	603.10
5 + 200	38.55	714.00	285.00	2.505	0.975	606.15
5 + 300	38.50	693.00	269.00	2.516	1.006	697.96
5 + 400	38.15	635.00	243.00	2.613	1.003	637.00
5 + 500	37.90	529.00	227.00	2.340	0.933	403.60
5 + 600	37.50	476.00	210.00	2.174	0.888	422.70
5 + 700	37.90	394.00	180.50	2.183	0.890	350.90
5 + 800	37.60	495.00	221.00	2.240	0.906	448.50

AREAS - CAPACIDADES

RIO TANAZULA

TABLA 9

DATOS HIDRAULICOS

SECCION	NIVEL (MTS.)	AREA HIDRAULICA	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRAULICO	VELOCIDAD (M/seg.)	GASTO (M ³ /seg.)
5 + 900	37.40	454.00	205.00	2.215	0.899	408.20
6 + 000	37.40	474.00	195.00	2.431	0.954	453.60
6 + 031	37.80	445.00	178.00	2.500	0.974	443.40
6 + 200	37.87	660.00	173.00	3.875	1.290	851.40
6 + 300	37.00	577.00	175.00	3.297	1.172	676.60
6 + 400	38.00	657.00	196.00	3.352	1.850	778.70
6 + 500	37.80	619.00	180.50	3.429	1.203	744.80
6 + 600	37.30	1311.00	448.00	2.926	1.083	1419.81
6 + 700	36.00	1215.00	445.00	2.730	1.033	1255.09
6 + 800	35.00	1130.00	476.00	2.374	0.992	1064.46
6 + 900	35.00	1035.00	502.00	2.062	0.857	886.99

2.4.2 POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA.

De la población total del municipio el 37.5% es considerado - económicamente activo. Su estructura ocupacional presenta el 8% dedicado a actividades agropecuarias, 14% al sector industrial y 44% al sector terciario de servicios y un 34% a otras actividades.

2.4.3 MOVIMIENTOS MIGRATORIOS

El movimiento migratorio que domina es la inmigración cuya - causa principal es la búsqueda de empleo. La actividad agrícola en los valles tiende a absorber un número bastante considerable de mano de obra cuando es temporada de cosecha.

2.4.4 SALUD Y EDUCACION.

Existen servicios para la atención médica tanto privados como oficiales, que proporcionan los servicios médicos más especializados, - contando para ello con un gran número de médicos particulares, un Centro de Salud, dos clínicas hospitalares del IMSS, Clínicas del ISSSTE y varias clínicas y hospitales particulares, además de Cruz Roja.

En lo referente a educación, tenemos que en la localidad cuenta con instituciones de ciclo completo, generalizando los niveles de - preescolar, primarias, secundarias, preparatorias e instituciones superiores, todas ellas a disposición de la población estudiantil.

2.4.5 COMUNICACION.

La localidad cuenta con diversos medios de transporte y vías - de comunicación para satisfacer esta necesidad, pues Culiacán es atrave

zado en su parte media por la carretera federal N°15, contando además con central de autobuses, estación del ferrocarril con servicio diario a varios estados del país y aeropuerto con servicio nacional.

2.4.6 DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL.

Las precipitaciones pluviales en la cuenca del río Tamazula provocan las avenidas de esta corriente, que a su vez desborda en las partes más bajas ocasionando daños al patrimonio de aproximadamente - 200 familias asentadas en la margen izquierda en su cruce por la zona urbana de Culiacán.

La avenida máxima histórica se presentó en 1968 con un gasto de 1576.00 M³/seg.

2.4.7 EVALUACION ECONOMICA.

El presente proyecto es de carácter social ya los aspectos - técnicos se cubrieron, arrojando resultados favorables para la realización de las obras.

Como es un proyecto de beneficio social no existe remuneración productiva y por lo tanto no genera dividendo económico.

En base a los estudios realizados y el beneficio social que se obtendría, se concluye que el proyecto que me ocupa sí se justifica.

3.0 ANTEPROYECTO .

En este capítulo presentaré algunas posibles soluciones, al problema de inundaciones presentado en la ciudad de Culiacán, Sinaloa.

3.1 ALTERNATIVAS DE SOLUCION

Dado que hay una variedad de soluciones al problema presentado por el desbordamiento del río Tamazula, clasificaré las soluciones de acuerdo a su período de ejecución y costo, en:

3.1.1 SOLUCIONES A CORTO PLAZO

- a) Limpia de cauces
- b) Diques longitudinales
- c) Muro de defensa
- d) Desvíos permanentes o de cauces de alivio
- e) Rectificación del cauce

a) Limpia de cauces: En la mayoría de los casos el utilizar esta alternativa para evitar inundaciones se llega a resultados satisfactorios, recomendándose para reducir el coeficiente de rugosidad del cauce, quitar los obstáculos que obstruyen el paso de los escurrimientos como es la vegetación que haya crecido dentro del cauce o el producto de árboles caídos que por sí solo el río no puede quitarlo.

b) Diques longitudinales: Como su nombre lo indica, se construyen a lo largo de las márgenes de un río y sirven cuando se desea proteger un centro de población, terrenos con alta producción o bien que el desarrollo de la región lo requiera, se protegen ciertas instalaciones.

Los diques longitudinales al construirse en una o ambas márgenes, confinan el agua dentro de su cauce principal; cambiando completamente las condiciones de escurrimiento durante las avenidas.

c) Muros de defensa: Para la protección de terrenos contra las aguas de avenidas, uno de los métodos más antiguos y más ampliamente utilizados, es el de la erección de una barrera que evite los derrames.

Los muros de defensa, son presas longitudinales construidas paralela - mente al río y generalmente es una construcción de mampostería.

d) Desvíos permanentes: Esta solución consiste en desviar todo o un cierto volumen de agua del cauce principal y conducirlo por medio de un canal hacia el mar directamente, o a otro río.

e) Rectificación del cauce: Una forma de reducir los desbordamientos, es aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal del río, lo cual es posible lograr si se reduce la longitud del río, rectificandolo o cortando meandros.

Este método consigue su fin por disminuir el valor de "n" en la fórmula de Manning, aumentando el radio hidráulico al aumentar el tirante y aumentando la pendiente del cauce reduciendo su longitud. El efecto de esas mejoras en las avenidas puede ser calculado en los procedimientos hidráulicos usuales.

3.1.2 SOLUCION A MEDIANO PLAZO

Esta solución es para reforzar la adoptada a corto plazo y aumentaría considerablemente la protección contra inundaciones.

3.1.2.1 MODIFICACION DE LA PRESA DERIVADORA

Ya se ha mencionado de la existencia de la presa derivadora "Carlos Carvajal Zarazúa", aguas abajo de la zona afectada, esta presa fué construida con el fin de derivar agua a zonas agrícolas de temporal, por medio de canales de riego y asegurar la existencia de agua para los ciclos agrícolas y aprovechar la calidad de las tierras en esa zona y por consiguiente, aumentar la productividad agrícola del valle de Culiacán.

En su proyecto original la cresta vertedora de esta presa tenía 33.50 msnm y una longitud de 490.00 mts. con estructuras desarenadoras en su margen izquierda y derecha de 4 y 3 compuertas radiales respectivamente, que tienen capacidad para desalojar en su margen izquierda de 270.00 M³/seg. y en la derecha 203.00 M³/seg.

Al cabo de varios años su cresta vertedora fue elevada 60 cm. para aumentar más el tirante del agua y abarcar más zonas agrícolas, lo que ha provocado que al presentarse fuertes avenidas en el río Tamazula y en el río Humaya, que también le proporciona agua, esta remanse y ocasione problemas - aguas arriba desbordando el agua por las partes más bajas de la ribera del río Tamazula.

La modificación que estoy proponiendo, consistiría en bajar la cresta vertedora a su nivel original pues cuando se tomó la decisión de elevar su nivel para abarcar mas tierras agrícolas sobre la márgen izquierda de la presa, este distrito solo contaba con el agua que la presa le proveía - a través de los canales, pero ahora ya se formó el distrito de riego para esa zona que se abastece de el río San Lorenzo según se observa en el croquis de localización.

Además de bajar el nivel de la cresta vertedora se aumentaría el número de estructuras desarenadoras para que al presentarse alguna avenida - considerable que llegara a presentar problemas de inundación aguas arriba, - se abran las compuertas desarenadoras y ayuden a que el nivel del agua baje en un período de tiempo más corto que el actual. Un desazolve en su yaso de almacenamiento y sus canales desarenadores serían de gran ayuda también.

3.1.3 SOLUCION A LARGO PLAZO

Esta solución sería una medida complementaria con las anteriores- que actuarían en serie y serían el proyecto ideal para disminuir al máximo- el problema de inundación presentado sobre la margen izquierda del río Tamazula que afecta una parte de la zona urbana de Culiacán.

3.1.3.1 CONSTRUCCION DE UNA PRESA ROMPEPICOS

Aproximadamente a 2 Km. aguas abajo de la presa Sanalona, se encuentra el principal afluente del río Tamazula que es el arroyo el Biedal, - su cuenca hidrológica es bastante extensa con un área de 375.00 Km².

Dado que es un afluente que aporta en época de precipitaciones - pluviales grandes volúmenes de agua al río, pudieran efectuarse estudios so bre la factibilidad de construir una presa rompepicos, la cual tiene por ob jeto retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las inundaciones.

En base a levantamientos topográficos, geológicos y fotogramétricos, se determinaría la localización de esta obra. Su capacidad generalmente se determina por levantamientos topográficos, por medio de la curva - - áreas - elevaciones; que se construye planimetrando el área comprendida, - dentro de cada curva de nivel del sitio del vaso de almacenamiento. La inte gral de la curva áreas - elevaciones, es la curva de elevaciones o altura - capacidades.

3.1.3.2 DESCRIPCION DE LAS PRESAS ROMPEPICOS

1) El agua se almacena temporalmente y se deja salir por la estruc - tura de control, un gasto que no exceda la capacidad del cauce aguas abajo.

2) El agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infi ltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava como recarga de - acuíferos.

Las cortinas para ambos tipos son de poca altura y la obra de excedencias es grande cuando los escurrimientos son considerables, cuya eleva-ción de cresta o de sección de control están casi a la elevación del fondo - del río. Cuando los escurrimientos no son muy grandes, en ocasiones la obra - de excedencias está formada por orificios o tuberías cortas.

Cuando se presenta una avenida, esta es desalojada por la estructu-ra de control, sin exceder la capacidad del río; el excedente almacenado por el vaso al pasar la avenida; sigue saliendo por la estructura de control has ta que el vaso se vacía arrastrando el sedimento aguas arriba.

3.1.3.3 CONSIDERACIONES:

a) La relación del costo del control de avenidas a los beneficios ob-tenidos por la relación de los daños acumulados, debe ser favorable en compa-ración con otros procedimientos con los que se obtengan beneficios semejan-tes, teniendo en consideración el interés público.

b) El almacenamiento temporal debe ser suficiente para disminuir la - frecuencia de avenidas menores.

c) Hasta donde sea posible, el método de control deberá ser automáti-co en vez de manual.-

d) Cualquier control de avenidas deberá ser efectivo; una seguridad - hipotética aguas abajo es más peligroso que una ausencia absoluta de control

3.2 ANALISIS DE SOLUCIONES

1) CORTO PLAZO:

a) Limpia de cauces: Esta solución es insuficiente dado el gasto de- diseño adoptado, puesto que por más que se limpie el cauce no se aumentar- en gran medida el área hidráulica que es el principal problema. La limpia de cauces es aplicable en ríos arroyos con gastos menores a 500.00 M³/seg.

b) Diques longitudinales: Aquí, si se logra aumentar el área hidráulica del cauce, pero la objeción es la entrada de las aguas broncas producto de los arroyos formados en las calles de la ciudad, pues el nivel del agua del río estaría por encima del nivel del agua bronca y se producirían gran cantidad de azolves en las calles al desembocar al río, además de que en esa zona es la llamada zona dorada de Culiacán y sería antiestético.

c) Muros de defensa: Tienen la misma objeción de los diques.

d) Desvíos permanentes: No es aplicable a este caso, pues el agua es aprovechada en distritos de riego del valle de Culiacán, aguas abajo de la zona afectada.

e) Rectificación del cauce: Esta solución presenta la ventaja de que no se modificarían las características de esa zona de la ciudad de Culiacán o de algún atractivo que exista en esa zona, pues todos los trabajos o acciones a ejecutar para esta solución serían dentro del cauce natural del río. No presenta problema con los arroyos de aguas broncas de las calles, pues el drenaje natural no se está modificando y además, de el mismo material producto de la excavación por el dragado se harían bordos libres donde se requieran.

Por toda esta sería de ventajas he decidido adoptar esta solución, y será la que desarrolle a través de los capítulos siguientes.

2) MEDIANO Y LARGO PLAZO

Hasta el momento no existen estudios enfocados hacia estas dos soluciones, pero lo ideal para reducir las inundaciones al máximo sería que los organismos o dependencias federales, estatales y municipales implicadas en este caso, trabajaran en ellos y así poder presentar un gran proyecto para el control de avenidas para el río Tamazula.

4.0 PROYECTO

En este capítulo hablaré en particular de la solución adoptada, o sea en lo que consiste este proyecto.

4.1 RECTIFICACION DEL CAUCE.

La determinación de la capacidad hidráulica del cauce natural antes del corte como después del mismo, es básicamente necesaria para poder establecer la eficiencia de la solución en materia de control de avenidas y tiene como finalidad primordial conocer las elevaciones que presenta el comportamiento del cauce sometido al tránsito de diferentes gastos.

El corte de un meandro puede realizarse de dos formas diferentes a saber:

- a).- Proceder al dragado de un canal que con características bastante similares a las del cauce natural garantice el tránsito de los escurrimientos. Esto se debe hacer si el corte es muy resistente a la erosión.
- b).- Realizar solamente la construcción de un cauce piloto cuyas dimensiones garanticen que la corriente sea capaz de erosionarlo y ampliarlo hasta llegar a la sección de equilibrio.

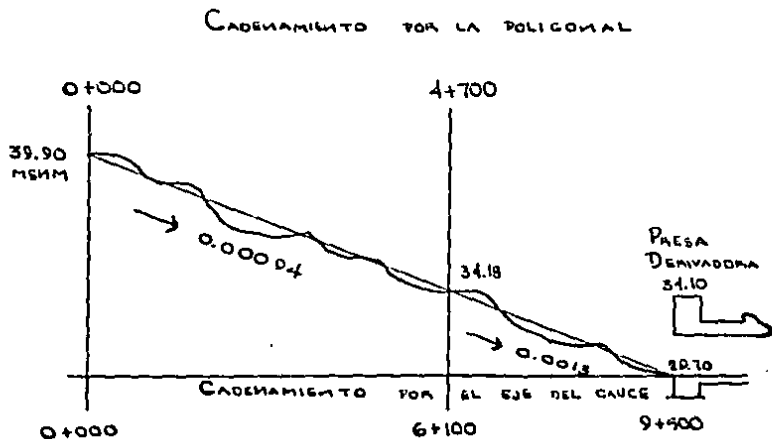
Para cumplir este último punto, la velocidad deberá ser por lo menos de tres veces la velocidad crítica de arraste. Por otra parte, se debe cuidar que el canal no se obstruya por algún deslizamiento y para eso se da como ancho mínimo del cauce piloto 1.25 de la altura de corte.

En este cálculo se considera que los niveles de agua permanecen constantes aguas arriba y aguas abajo del corte, además de que la profundidad de excavación es semejante a la del cauce.

Varias de las secciones comprendidas dentro del tramo en estudio, resultaron con capacidad suficiente para alojar el gasto de diseño; pero, para una mayor eficiencia de la solución opté por rectificar todo el tramo comprendido entre las secciones 1+400 a la 6+900 (según muestra en el plano P-5), para evitar que queden topes o escalones dentro del cauce que aumentarían el coeficiente de rugosidad. Las secciones de 7+000 en adelante no se consideraron porque si tienen capacidad y por no ser representativas del río Tamazula.

La pendiente de la rasante se tomó de acuerdo a las condiciones existentes en el sitio de estudio, y las necesidades del proyecto, es decir, tratando de lograr que la pendiente se apegue a la que actualmente existe para evitar demasiados cortes en el terreno.

Del tramo comprendido entre la sección 0+000 a 6+100 en el cadenamiento por el eje del cauce tendremos una pendiente $S = 0.00094$ y de 6+100 a 9+500 habrá $S = 0.0013$ como se muestra en la figura



La forma que tendrá la rectificación del cauce será de tipo trapezoidal por adaptarse bien al cauce y para simplificación del aspecto constructivo. Cada tramo con sección diferente tendrá una sección - tipo, utilizaré para los cálculos el método de tanteos (sección-pendiente) con la ecuación de continuidad y la de Manning.

4.2 CALCULOS.

Los parámetros que se conservarán iguales en los dos tramos son:

Gasto de Diseño
 Coeficiente de rugosidad
 Talud = t
 Ancho de plantilla = b

SECCION TIPO 1: TRAMO 1+400 a 4+700

DATOS: $Q_d = 1335.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$
 $n = 0.040$
 $t = 1.5:1$
 $b = 150 \text{ M}$
 $S = 0.00094$

FORMULAS: $A_h = bd + td^2$
 $P_m = b + 2d \sqrt{t^2 + 1}$
 $R_h = \frac{A_h}{P_m}$
 $V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$
 $Q = AV$

1.- $d_1 = 2.60 \text{ M}$

$$A_1 = (150) (2.6) + (1.5) (2.6)^2 = 400.14 \text{ M}^2$$

$$P_1 = 150 \times (2) (2.6) \sqrt{(1.5)^2 + 1} = 159.37 \text{ M}$$

$$R_1 = \frac{400.14}{159.37} = 2.5107 \text{ M}$$

$$V_1 = \frac{1}{0.040} (2.5107)^{2/3} (0.00094)^{1/2} = 1.4159 \text{ M/seg.}$$

$$Q_1 = (400.14) (1.4159) = 566.57 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$Q_1 < Q_d$: Probaré con otro tirante.

2.- $d_2 = 4.40 \text{ M}$

$$A_2 = (150) (4.40) + (1.5) (4.4)^2 = 689.04 \text{ M}^2$$

$$P_2 = 150 + 2(4.40) \sqrt{(1.5)^2 + 1} = 165.86 \text{ M}$$

$$R_2 = \frac{689.04}{165.86} = 4.154 \text{ M}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.040} (4.154)^{2/3} (0.00094)^{1/2} = 1.981 \text{ M/seg.}$$

$$Q_2 = (689.04) (1.981) = 1365.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$Q_2 > Q_d$: Probaré con un tirante un poco menor.

3.- $d_3 = 4.35 \text{ M}$

$$A_3 = (150) (4.35) + (1.5) (4.35)^2 = 680.88 \text{ M}^2$$

$$P_3 = 150 + 2 (4.35) \sqrt{(1.5)^2 + 1} = 165.68 \text{ M}$$

$$R_3 = \frac{680.88}{165.68} = 4.109 \text{ M}$$

$$V_3 = \frac{1}{0.040} (4.109)^{2/3} (0.00094)^{1/2} = 1.966 \text{ M/seg.}$$

$$Q_3 = (680.88) (1.966) = 1338.61 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$Q_3 > Q_d$: Como está dentro del rango tolerable adopto esta sección.

SECCION TIPO 2 : TRAMO 4+700 a 6+900

DATOS: $Q_d = 1335.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$

$n = 0.040$

$t = 1.5 : 1$

$b = 150 \text{ M}$

$S = 0.0013$

FORMULAS: $A_h = bd + td^2$

$P_m = b + 2d \sqrt{t^2 + 1}$

$R_h = \frac{A_h}{P_m}$

$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$

$Q = AV$

1.- $d = 4.00$

$A_1 = (150)(4.0) + (1.5)(4.00)^2 = 624.00 \text{ M}^2$

$P_1 = 150 \times (2)(4.00) \sqrt{(1.5)^2 + 1} = 164.42 \text{ M}$

$R_1 = \frac{624.00}{164.42} = 3.795 \text{ M}$

$V = \frac{1}{0.040} (3.795)^{2/3} (0.0013)^{1/2} = 2.193 \text{ M/seg.}$

$Q_1 = (617.50)(2.193) = 1368.43 \text{ M}^3/\text{seg.}$

$Q_1 > Q_d$: Probaré con un tirante menor.

$$2.- d = 3.95 \text{ M}$$

$$A_2 = (150) (3.95) + (1.5) (3.95)^2 = 615.90 \text{ M}^2$$

$$P_2 = 150 + (2) (3.95) \sqrt{(1.5)^2 + 1} = 164.24 \text{ M}$$

$$R_2 = \frac{615.90}{164.24} = 3.749 \text{ M}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.040} (3.749)^{2/3} (0.0013)^{1/2} = 2.175 \text{ M/seg.}$$

$$Q_2 = (615.90) (2.175) = 1339.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Adopto esta sección.

4.2.1. ANALISIS DE CALCULOS.

Con los valores obtenidos para visualizar mejor, podemos formar la siguiente tabla:

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS						
TRAMO	TIPO SECCION	AREA HIDRAULICA (M ²)	ANCHO LIBRE (M)	TALUD	VELOCIDAD (M/seg.)	GASTO (M ³ /seg.)
1+400 a 4+700	Trapezoidal	680.88	150.00	1.5:1	1.966	1338.61
4+700 a 6+900	Trapezoidal	615.90	150.00	1.5:1	2.175	1339.00

5.0 DISEÑO

Considerando los estudios y valores encontrados en capítulos anteriores, procedemos a aplicarlos en el diseño de la rectificación del cauce; iniciando con el procedimiento del trazo, la cantidad de material que se extraerá (desazolve) y los resultados elaborados por el programa para el cálculo de remansos en cauces con secciones.

5.1 TRAZO DE LA RECTIFICACION DEL CAUCE.

El trazo de la rectificación del cauce del río, que fue marcado apoyándose en la poligonal de apoyo y las secciones transversales, está centrado sobre el cauce natural; ya que es por lo general donde tiene más profundidad el río y por lo tanto evitamos hacer cortes de material innecesario, y cuando el gasto que transite sea inferior al gasto de diseño, el flujo del agua se encauzará netamente por el cauce rectificado.

5.1.1. PROCEDIMIENTO DE TRAZO.

Con los resultados obtenidos en el estudio hidráulico, vemos que aparecen dos secciones tipo, esto es, por la diferencia de pendientes en el tramo del río una pendiente de diseño es igual a $S= 0.00094$ - para el tramo comprendido entre la sección 1+400 a 4+700 y la otra $S= 0.0013$ para el tramo comprendido entre la sección 4+700 a 6+900.

En las dos secciones el ancho es de 150 Mts.; el río Tamazula tiene en su parte más reducida un ancho de 210 Mts. por lo tanto no hay problema para el acomodo de la sección propuesta.

El procedimiento utilizado fue algo semejante al trazo de un camino, pues primero se trazaron los tramos rectos para localizar los puntos de inflexión de cada curva y a partir de ahí calcular las características particulares de cada curva.

5.1.2 CALCULO DE CURVAS HORIZONTALES.

Obteniendo los puntos de inflexión para cada curva, procedo al cálculo proponiendo su grado de curvatura y obteniendo la deflexión de cada curva en el trazo marcado, para este cálculo utilizaré las siguientes fórmulas:

$$\text{Radio} = R = \frac{10}{\text{Sen } (1/2 Gc)}$$

$$\text{Subtangente} = S_t = R \tan \left(\frac{\Delta}{2} \right)$$

$$\text{Longitud de curva} = Lc = \frac{20 \Delta}{Gc} \text{ (para } R > 100 \text{ Mts.)}$$

$$\text{Punto de comienzo} = Pc = PI = St$$

$$\text{Punto de término} = Pt = PC + LC$$

Donde:

Tan = Tangente del ángulo

Δ = Deflexión o ángulo de la curva

Gc = Grado de curvatura

CURVA 1

Datos:

$$P.I._1 = 0+205$$

$$\Delta_1 = 26^\circ 15' \text{ Der}$$

$$Gc_1 = 2^\circ$$

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 2)} = 572.96 \text{ Mts.}$$

$$S_T = 572.96 \tan \frac{26.25^\circ}{2} = 133.59 \text{ Mts.}$$

$$LC = 20 \left(\frac{26.25}{2} \right) = 262.50 \text{ Mts.}$$

$$PC = 205 - 133.59 = 71.41 = 0+071.41$$

$$PT = 71.41 + 262.50 = 333.91 = 0+333.91$$

CURVA 2

Datos:

$$P.I._2 = 1745+205 = 1+950$$

$$\Delta_2 = 57^\circ 1'$$

$$Gc = 1^\circ$$

Aplicando fórmulas:

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 1)} = 1145.92 \text{ Mts.}$$

$$S_t = 1145.02 \tan \frac{57^\circ}{2} = 622.18 \text{ Mts.}$$

$$Lc = \frac{20 \times 57}{1} = 1140.00 \text{ Mts.}$$

$$PC_2 = 1745 - 133.59 - 622.18 + 333.91 = 1+323.14$$

$$Pt_2 = 1323.14 + 1140.0 = 2+463.14$$

CURVA 3

Datos:

$$PI_3 = 1950 + 205 + 1218 = 3 + 373.00$$

$$\Delta_3 = 52^\circ 1'$$

$$Gc = 2^\circ$$

Aplicando fórmulas:

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 2)} = 572.96 \text{ Mts.}$$

$$St = 572.96 \tan \frac{52^\circ}{2} = 279.45 \text{ Mts.}$$

$$Lc = \frac{20 \times 52}{2} = 520.00 \text{ Mts.}$$

$$Pc_3 = 1218 - 279.45 - 622.18 + 2463.14 = 2 + 779.51$$

$$Pt_3 = 2779.51 + 520 = 3 + 299.51$$

CURVA 4

Datos:

$$P.I._4 = 205 + 1950 + 3373 + 1030 = 6 + 558.0$$

$$\Delta_4 = 13^\circ 30'$$

$$Gc_4 = 2^\circ$$

Aplicando fórmula:

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 2)} = 572.96 \text{ Mts.}$$

$$St = 572.96 \tan \frac{13.5}{2} = 67.81 \text{ Mts.}$$

$$Lc = \frac{20 \times 13.5}{2} = 135.00 \text{ Mts.}$$

$$Pc_4 = 1030 - 67.81 - 279.45 + 3299.51 = 3 + 982.25$$

$$Pt_4 = 3982.25 + 135.00 = 4 + 117.25$$

CURVA 5

Datos:

$$P.I._5 = 205+1950+3373+6558+659 = 12+745.0$$

$$\Delta_5 = 30^\circ 30'$$

$$Gc = 2^\circ$$

Aplicando fórmula:

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 2)} = 572.96 \text{ Mts.}$$

$$St = 572.96 \tan \frac{30.5}{2} = 156.20 \text{ Mts.}$$

$$Lc = \frac{20 \times 30.5}{2} = 305.0 \text{ Mts.}$$

$$Pc_5 = 659 - 156.20 - 67.81 + 4117.25 = 4+552.24$$

$$Pt_5 = 4552.24 + 305.0 = 4+857.24$$

CURVA 6

Datos:

$$P.I._6 = 205+1950+3373+6558+12745+645 = 25+476$$

$$\Delta_6 = 12^\circ 0'$$

$$Gc = 2^\circ$$

Aplicando fórmula:

$$R = \frac{10}{\text{Sen}(1/2 \times 2)} = 572.96 \text{ Mts.}$$

$$St = 572.96 \tan \frac{12}{2} = 60.22 \text{ Mts.}$$

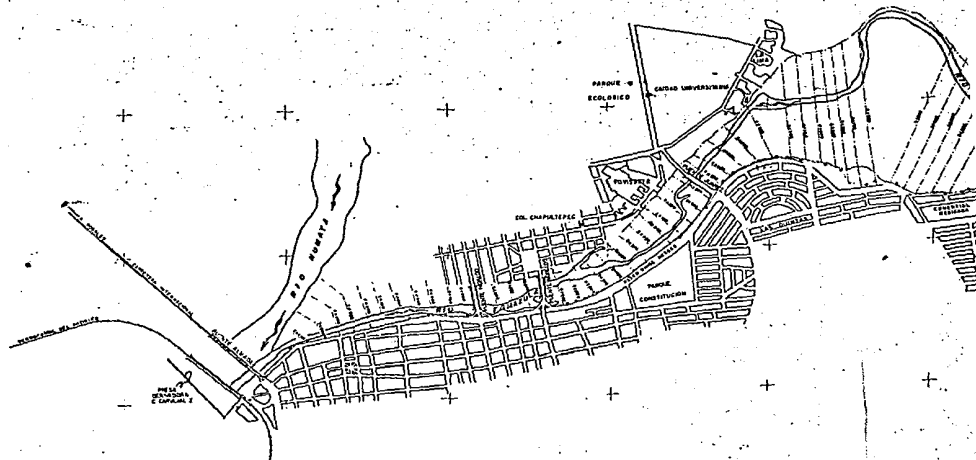
$$Lc = \frac{20 \times 12}{2} = 120 \text{ Mts.}$$

$$Pc_6 = 645 - 60.22 - 156.20 + 4+857.24 = 5+285.82$$

$$Pt_6 = 5285.82 + 120.0 = 5+405.82$$


Enseguida con estos valores procedo a trazar el cauce rectificado como aparece en plano P-6.

Con los datos obtenidos mediante estos cálculos se obtiene la tabla de localización que a continuación se presenta T-10.

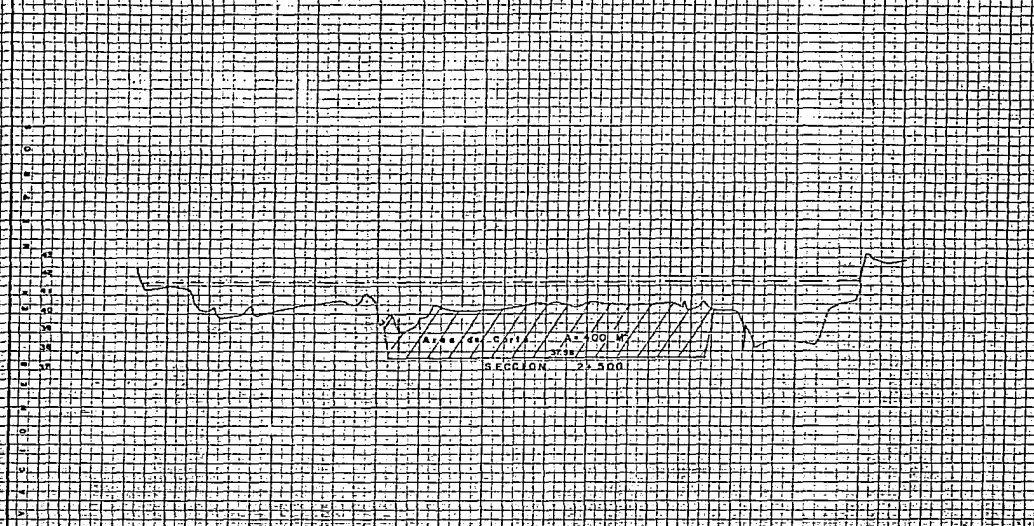


DATOS DE LA LOCALIZACION

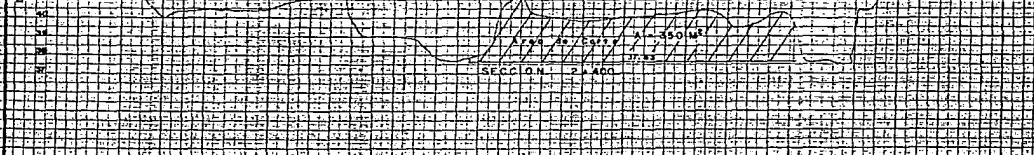
TABLA 10

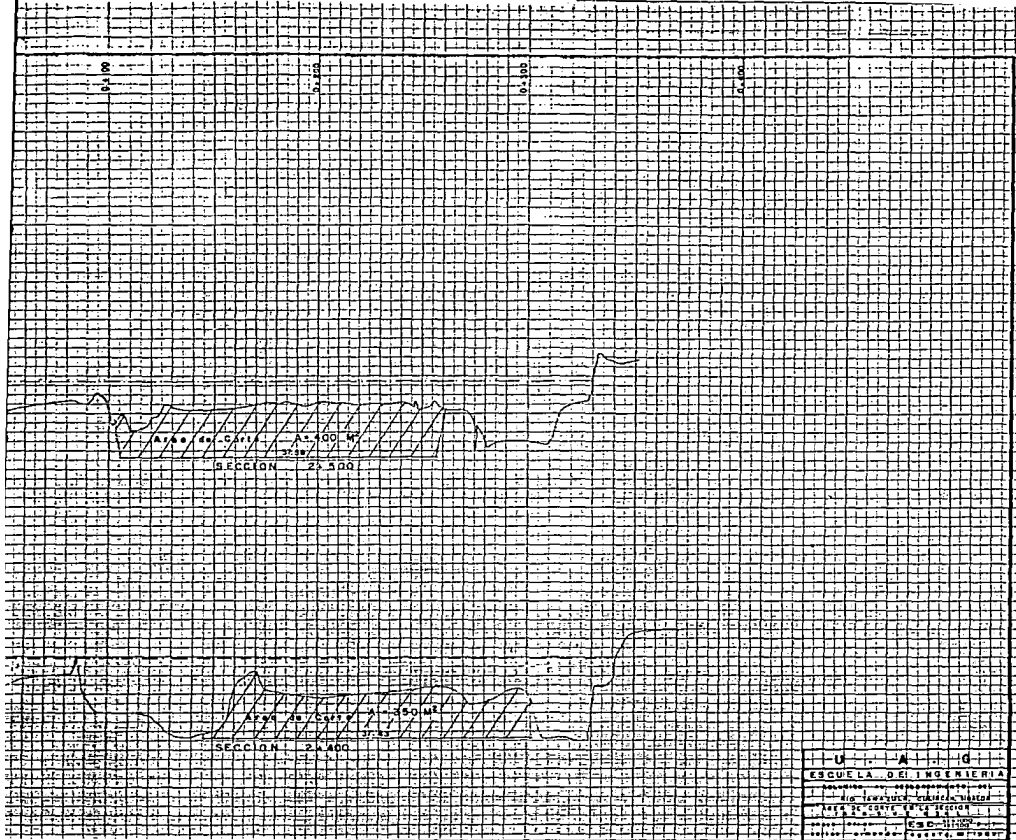
PI	KM	COORDENADAS		d (m)	 0 ' "	G°	R (m)	ST (m)	LC (m)	PC (Km)	PT (.Km)
		Y (n)	X (E)								
	0 + 000	4480.0	8390.0	205.0	0° 00' 00"						
1	0 + 205	4560.0	8190.0	1750.0	26° 15' 00"	2°	572.96	133.59	262.50	0+071.41	0+333.91
2	1 + 955	6015.0	7220.0	1220.0	57° 0' 00"	1°	1145.92	622.18	1140.0	1+323.14	2+463.14
3	3 + 175	5990.0	6000.0	1035.0	52° 0' 00"	2°	572.96	279.45	520.0	2+779.51	3+299.51
4	4 + 210	5160.0	5380.0	655.0	13° 30' 00"	2°	572.96	67.81	135.0	3+982.25	4+117.25
5	4 + 865	4750.0	4865.0	635.0	30° 30' 00"	2°	572.96	156.20	305.0	4+552.24	4+857.24
6	5 + 500	4665.0	4240.0	475.0	12° 00' 00"	2°	572.96	60.22	120.0	5+285.82	5+405.82

21500 21600 21700 21800 21900 22000



21500 21600 21700 21800 21900 22000





U A G
ESCUELA DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
 TERCER SEMESTRE
 ASIGNATURA DE TOPOGRAFIA
 TRABAJO PRACTICO N.º 1

5.2 CALCULO DEL VOLUMEN DE CORTE.

Una vez realizado el trazo de la rectificación con los valores obtenidos de las secciones tipos; estas se dibujan a la misma escala que estén dibujadas las secciones transversales del río, se superponen y se marcan los puntos extremos tomando en consideración la línea central del trazo y la elevación de la rasante.

Enseguida se unen los puntos para formar la sección tipo trapezoidal y calcular el área de corte utilizando el planímetro. Este mismo paso se realiza en cada una de las secciones involucradas en el tramo de estudio, así como se observa en el plano P-7.

Teniendo ya el área de corte de las secciones, del trazo de la rectificación medimos la distancia existente entre cada sección en el cadenamamiento por el eje del cauce; para formar la tabla T-11 que involucra áreas y distancias, elementos con los cuales obtendremos el volumen de material a cortar con la draga que mejor se adapte a las características físicas del río en estudio.

El corte a desazolve de material se debe realizar con dragas y tenemos que hay dos tipos de dragas:

Dragas mecánicas que incluyen las dragas de cucharón; que es una pala flotante motriz y la draga de cangilones.

Las dragas de cangilones tienen una cadena sinfín de cubetas que sacan el material del fondo a la superficie. Las cubetas descargan sobre una transportadora de banda que lleva el material a un transportador de montones. en la parte trasera de la draga, para su evacuación. Como el transportador para amontonar el material tiene un límite de acción de 100 m. aproximadamente, las dragas con cangilones no deben utilizarse donde el material debe descargarse a una distancia considerable de la máquina.

CALCULO DE VOLUMENES DE CORTE

TABLA 11

SECCIONES	A1 (M ²)	A2 (M ²)	A1+A2/2	dist(M)	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN ACUMULADO (M ³)
1+400-1+500	--	510	255	100	25500	25500
1+500-1+600	510	510	510	100	51000	76500
1+600-1+700	510	430	470	95	44650	121150
1+700-1+800	430	370	400	85	34000	155150
1+800-1+900	370	360	365	95	34675	189825
1+900-2+000	360	360	360	60	21600	211425
2+000-2+100	360	360	360	75	27000	283425
2+100-2+200	360	310	335	85	28475	266900
2+200-2+300	310	480	395	95	37525	304425
2+300-2+400	480	350	415	90	37350	341775
2+400-2+500	350	400	375	80	30000	401775
2+500-2+600	400	410	405	95	38475	440250
2+600-2+700	410	400	405	175	70875	511125
2+700-2+800	400	420	410	105	43050	554175
2+800-2+900	420	420	420	135	56700	610875
2+900-3+100	420	540	480	205	98400	709275
3+100-3+200	540	550	545	110	59950	769225
3+200-3+300	550	560	555	95	52725	821950
3+300-3+400	560	520	540	95	51300	873250
3+400-3+500	520	600	560	105	58800	932050
3+500-3+600	600	830	715	445	318175	963925
3+600-3+700	830	460	645	110	70950	1'034875

CALCULO DE VOLUMENES DE CORTE

TABLA 11

SECCIONES	A1 (M ²)	A2 (M ²)	A1+A2/2	dist(M)	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN ACUMULADO (M ³)
3+700-3+800	460	620	540	70	37800	1'072675
3+800-3+900	620	480	550	70	38500	1'111175
3+900-4+000	480	380	430	75	32250	1'143425
4+000-4+100	380	310	345	95	32775	1'176200
4+100-4+200	310	270	290	100	29000	1'205200
4+200-4+300	270	390	330	235	77550	1'282750
4+300-4+400	390	340	365	160	58400	1'341150
4+400-4+500	340	320	330	110	36300	1'377450
4+500-4+600	320	260	290	110	31900	1'409350
4+600-4+700	260	260	260	100	26000	1'435350
4+700-4+800	260	330	295	85	25075	1'460425
4+800-4+900	330	380	355	95	33725	1'494150
4+900-5+000	380	320	350	100	35000	1'529150
5+000-5+100	320	310	315	100	31500	1'560650
5+100-5+200	310	350	330	85	28050	1'588700
5+200-5+300	350	340	345	100	34500	1'623200
5+300-5+400	340	260	300	100	30000	1'653200
5+400-5+500	260	330	295	110	324500	1'685650
5+500-5+600	330	280	305	95	28975	1'714625
5+600-5+700	280	310	295	95	28025	1'742650
5+700-5+800	310	390	350	95	33250	1'775900
5+800-5+900	390	490	440	85	37400	1'813300

CALCULO DE VOLUMENES DE CORTE

TABLA 11

SECCIONES	A1 (M ²)	A2 (M ²)	A1+A2/2	dist(M)	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN ACUMULADO (M ³)
5+900-6+000	490	330	410	90	36900	1'850200
6+000-6+081	330	420	375	85	31875	1'882075
6+081-6+200	420	260	340	120	40800	1'922875
6+200-6+300	260	350	305	100	30500	1'953375
6+300-6+400	350	350	350	100	35000	1'988375
6+400-6+500	350	350	350	100	35000	2'025375
6+500-6+600	350	400	375	100	37500	2'060875
6+600-6+700	400	390	395	95	37525	2'098400
6+700-6+800	390	420	405	100	40500	2'138900
6+800-6+900	420	430	425	105	44625	2'183525

Dragas hidráulicas o de succión recogen el material del fondo junto con el agua en tuberías de succión y la mezcla es descargada por bombeo en una tubería de desechos, apoyada en flotadores y llevada hasta la zona fijada para recibir todo el material. Una draga de succión no puede operar con material que tenga piedras grandes y cantos rodados.

Los dos tipos comunes de dragas de succión o hidráulicas son: el de "pala recogedora" y el de "cabezal cortador". La draga de pala recogedora tiene un amplio cabezal de succión en forma de pala recogedora de basura o de aspiradora el vacío. El cabezal va equipado con chiflones que aflojan el material del fondo y con aberturas de succión por las cuales el material (y el agua) son extraídos para ser llevados al tubo de sección. Esta draga trabaja hacia aguas arriba cortando tramos de 10 m. de ancho através de una barra. Para el corte de un cauce más ancho se hacen cortes paralelos en la misma forma.

La longitud máxima de corte para una draga de pala recogedora, es aproximadamente 1000 m.; como estas dragas se mueven hacia aguas arriba con bastante rapidez, las tuberías hacia la orilla no son prácticas y la draga es generalmente más eficiente con una línea de vaciado o descarga abajo de 300 m. de longitud y un levante de menos de 1.5 m. arriba del agua.

Una draga de succión con cabezal cortador tiene un cabezal de succión rotatorio aproximadamente hemisférico equipado con cuchillas que aflojan el material consolidado para que pueda ser llevado al tubo de succión que termina atrás del cabezal.

Las dragas de este tipo tienen dos puntales o postes verticales pesados en la parte trasera de un casco. Estos puntales se bajan hasta el fondo del cauce para anclar la draga. El cabezal cortador de las dragas operan mecándose alrededor de uno de los puntales y describiendo un arco hasta de 75 m. de radio. El balanceo se controla con cables que jalan de cables anclados delante de la draga. Al completarse un balanceo se baja el segundo puntal y se alza el otro para ha-

cer un balanceo en la dirección opuesta. La draga entonces camina hacia adelante cortando un canal hasta de 100 m. de anchura conforme avanza. Las dragas grandes de este tipo se diseñan para una carga total de 10 m. de una línea de descarga o vaciadero de 600 m. de longitud y son preferibles cuando el material va a descargarse sobre el banco del río.

5.3 PROGRAMA PARA EL CALCULO DE REMANSO.

El hecho de haber calculado las secciones por el método de sección-pendiente para un determinado gasto, no implica que tengamos solucionado el problema presentado. Es por eso que es necesario utilizar este programa para cálculo de remansos en cauces, el cual se basa en una variante del método de Ezra, genera funciones a partir del gasto, geometría y rugosidad, de forma tal que no sea necesario tantear los valores y permite además calcular varios remansos en una sola simulación o corrida. Debido a que en general el escurrimiento en cauces naturales es subcrítico, el método empleado unicamente es válido para esta condición.

El cálculo de remansos en ríos se obtiene resolviendo la ecuación de la energía entre dos secciones.

$$Z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

donde:

Z cota de elevación sobre un plano de referencia, del punto más bajo de la sección transversal, en m.

y tirante, en m.

h_f pérdida de energía entre las secciones, en m.

V velocidad media, en m/seg.

g aceleración debida a la gravedad, en m/seg².

dicha ecuación se define como:

$$h_1 + F_A(h_1) = h_2 + F_B(h_2) \quad 5.1$$

donde:

$$h = Z + y$$

$$F_A(h) = \frac{Q^2}{2gA^2} + 1/2 S_f \Delta x_U \quad 5.2$$

$$F_B(h) = \frac{Q^2}{2gA^2} + 1/2 S_f \Delta x_d \quad 5.3$$

$$S_f = \left(\frac{Vn}{Rh^{2/3}} \right)^2 \quad 5.4$$

Δx_u distancia entre la sección donde se calcula F_A y la de aguas arriba, en m.

Δx_d distancia entre la sección donde se calcula F_B y la de aguas abajo, en m.

Q gasto, en m³/seg.

A área de la sección (para la elevación h), en m.

n coeficiente de Manning

Rh radio hidráulico (para la elevación h), en m.

h elevación (sobre un plano de referencia) de la superficie libre del agua, en m.

En el método de Ezra se grafican $h + F_A(h)$ y $h + F_B(h)$ contra h, para cada sección del cauce. La función $F_A(h)$ dada por la ecuación 5.2 se define para la sección de aguas abajo de un tramo dado, y $F_B(h)$ dada por la ecuación 5.3, a la sección aguas arriba de dicho tramo.

Debido a que cada sección será a su vez la de aguas arriba de un tramo y luego la de aguas abajo para el siguiente, las funciones F_A y F_B deben calcularse para cada función (excepto para la última sección aguas abajo donde únicamente se calcula F_A). Debe notarse que Δx no es el mismo para cada función F_A o F_B puesto que al calcular se emplea la distancia entre la sección a considerar y la de aguas arriba y al calcular F_B se emplea la distancia entre dicha sección y la de aguas abajo. Por ello se utiliza el índice u y d a x en las ecs. 5.2 y 5.3 respectivamente.

En el programa aquí descrito se sustituye el proceso gráfico por uno de interpolación de tres puntos. Se desarrolla una secuencia de cálculo que permite tabular, para todas las secciones del río, las curvas: áreas-elevaciones, perímetro mojado-elevaciones, radio hidráulico-elevaciones, ancho de superficie libre-elevaciones, gastos críticos-elevaciones y coeficiente de fricción (ec. 5.4)-elevaciones; con estas tablas se evalúan los términos de la ec. 5.1 para diferentes valores de h, en todas las secciones del río.

Para la determinación del tipo de régimen y la obtención de la elevación en la última sección aguas abajo, estoy utilizando otro programa para cálculo de tirantes en ríos, el cual requiere de los siguientes datos para el análisis de la sección: características geométricas, gasto de diseño, rugosidad y pendiente.

5.3.1 PERFIL DEL GASTO DE DISEÑO TRANSITADO.

Una vez obtenida la elevación del agua en la última sección aguas abajo, procedo a alimentar el programa de remanso para la obtención de las elevaciones en cada sección y así formar el perfil del nivel del agua a lo largo del tramo rectificado.

Los datos requeridos por el programa de remanso son:

Gasto de diseño (Qd)

Características geométricas de cada sección (x,y)

Rugosidad en cada sección (n)

Elevación mínima y máxima de cada sección

Distancia entre la sección en estudio y la de aguas arriba (d)

Ya ejecutado el programa de remanso, con los datos obtenidos (resultados) procedo a vaciar esta información en el perfil longitudinal del río Tamazula; para formar el perfil de elevaciones tal como se muestra en el plano P-8.

5.3.2 ANALISIS DEL PERFIL.

Al analizar el perfil longitudinal de la margen izquierda del río (margen de la zona urbana) podemos observar que el agua ya no desborda en ningún punto hacia la zona urbana, pero se encuentra a escasos 25 cms. de desbordar para el gasto de diseño; sobre todo en la calle de los Sauces, ubicada en el Fracc. "La Campiña". Por lo que es recomendable que con el material de desazolve se forme en un tramo de esa zona un bordo libre a volteo con un mínimo de 50 cms. de tal manera que impida desbordamientos debidos al oleaje.

5.3.3 ANEXO DE RESULTADOS DE PROGRAMA.

SECCION No. 1

*** CALCULO DE CONDICIONES CRITICAS ***

EL TIRANTE CRITICO ES 1.994089 MTS.

LA ELEVACION CRITICA ES 33.32409

LA VELOCIDAD CRITICA ES 4.354115 M/SEG

CALCULO DE CONDICIONES NORMALES

EL TIRANTE NORMAL ES 4.428385 MTS.

LA ELEVACION NORMAL ES 35.75839

LA VELOCIDAD NORMAL ES 1.482655 M/SEG

EL REGIMEN ES SUBCRITICO

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

COMISION NACIONAL DEL AGUA

D IR. GRAL. DE ADMON. Y CONTROL DE SIST. HIDROLOGICOS

D DIRECCION DE INGENIERIA DE RIOS

REMANO EN EL RIO TAMAZULA (1)

***** DATOS *****

NUM. DE GASTOS	NUM. DE SECCIONES	INCREMENTO VERTICAL (M)	CAD. INICIAL (KM)
1	44	.300	.000

***** CONDICIONES EN LA ULTIMA SECC. A. A BAJO *****

REMANO	ELEVACION EN M.	GASTO EN M ³ /S
1	35.758	1335.000

***** CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES *****

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
1	11		31.330		38.700		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	38.70	.00	38.20	7.00	35.30	15.00	31.33
165.00	31.33	169.00	34.40	245.00	35.20	360.00	34.50
330.00	36.20	450.00	35.20	498.00	37.00		
SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
2	11		31.460		38.900		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	38.90	.00	38.40	7.00	35.30	18.00	35.50
25.00	31.46	175.00	31.46	181.00	35.50	260.00	34.80
330.00	36.20	410.00	35.50	473.00	37.20		
SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		

3		11		31.590		39.200	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	39.20	.00	38.50	3.00	36.70	20.00	35.00
23.00	31.59	175.00	31.59	180.00	35.30	200.00	36.20
275.00	35.20	360.00	37.10	455.00	38.30		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
4	12	31.730	39.400

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	39.40	-3.00	38.70	3.00	37.00	10.00	35.60
23.00	35.00	30.00	31.73	180.00	31.73	185.00	35.20
200.00	35.90	270.00	35.40	370.00	35.00	408.00	37.30

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
5	31	31.800	37.900

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
5.00	37.90	7.00	35.50	15.00	35.10	15.00	37.90
17.50	37.90	17.50	35.10	39.00	33.20	39.00	37.90
41.50	37.90	41.50	33.20	70.00	31.80	80.00	32.10
80.00	37.90	82.50	37.90	82.50	32.10	95.00	31.80
120.00	32.80	120.00	37.90	122.50	37.50	122.50	32.80
150.00	32.50	159.00	33.10	159.00	33.90	161.50	37.90
161.50	33.10	197.50	34.15	197.50	37.90	200.00	37.90
200.00	34.15	213.00	35.30	213.00	37.90		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
6	8	31.870	37.800

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-25.00	37.00	.00	37.80	6.00	35.40	20.00	35.00
25.00	31.87	175.00	31.87	185.00	37.70	230.00	37.80

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
7	8	32.000	38.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-25.00	37.90	3.00	38.00	8.00	35.50	20.00	35.40
25.00	32.00	175.00	32.00	180.00	35.60	230.00	36.00

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
8	7	32.140	38.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-24.00	38.00	4.00	37.80	9.00	35.00	16.00	34.70
25.00	32.14	175.00	32.14	184.00	37.70		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
9	4	32.270	38.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-23.00	38.00	4.00	37.80	5.00	35.00	25.00	32.27
175.00	32.27	184.00	38.00				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
10	26	32.350	37.900

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
5.00	37.90	5.00	35.40	20.00	35.00	20.00	37.90
21.00	37.90	21.00	35.00	40.00	33.20	45.00	32.35
80.00	32.35	80.00	37.90	81.00	37.90	81.00	32.35
100.00	32.35	100.00	37.90	101.00	37.90	101.00	32.35
140.00	32.35	140.00	37.90	141.00	37.90	141.00	32.40
181.00	33.50	181.00	37.90	182.00	37.90	182.00	33.50
222.00	35.00	222.00	37.90				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
11	8	32.430	38.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-22.00	38.00	5.00	37.70	6.00	35.40	22.00	35.10
25.00	32.43	175.00	32.43	183.00	37.80	238.00	39.50

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
12	10	32.560	37.600

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-23.00	37.60	5.00	37.40	9.00	35.00	12.00	35.10
25.00	32.56	175.00	32.56	179.00	35.70	194.00	37.00
295.00	39.00	242.00	39.60				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
13	9	32.670	37.400

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-9.00	37.40	4.00	37.60	10.00	35.15	20.00	35.10
25.00	32.69	175.00	32.69	179.00	30.70	193.00	35.00

244.00 39.40

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
14		10		37.700		37.700	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-26.00	37.70	.00	37.50	11.00	35.70	15.00	37.70
165.00	32.79	166.09	33.20	189.00	33.00	186.00	35.60
205.00	35.80	220.00	37.50				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
15		10		32.900		38.200	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-29.00	38.20	.00	37.90	9.00	36.60	14.00	32.90
164.00	32.90	169.00	35.60	173.00	34.50	177.00	37.10
184.00	39.80	209.00	37.90				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
14		15		33.040		37.700	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-27.00	37.70	.00	37.50	2.00	36.70	20.00	35.90
26.00	33.04	176.00	33.04	178.00	34.80	186.00	35.70
194.00	34.00	200.00	35.50	213.00	36.00	220.00	37.40
228.00	38.70	230.00	40.80	242.00	41.00		

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
17		10		33.090		38.300	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-25.00	38.00	3.00	38.30	5.00	36.00	19.00	35.80
24.00	33.19	174.00	33.19	178.00	36.00	210.00	35.40
214.00	33.00	240.00	38.80				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
18		13		33.330		38.500	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-24.00	38.50	6.00	38.40	9.00	36.20	20.00	36.00
24.00	33.33	174.00	33.33	178.00	35.30	190.00	36.40
197.00	35.60	227.00	34.80	233.00	36.20	243.00	37.50
252.00	39.00						

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

19		14		33.460		39.640	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION
-27.63	39.40	1.99	38.50	11.00	38.30	24.00	34.00
25.00	33.46	175.00	33.46	179.00	36.10	200.00	36.00
218.00	34.70	270.00	34.00	253.00	36.90	263.00	36.70
273.00	39.09	270.00	39.80				

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

20		12		33.590		38.700	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION
-27.00	38.70	.00	38.50	1.00	35.00	11.00	36.00
20.00	33.59	38.00	33.59	176.00	33.59	180.00	36.50
215.00	34.00	260.00	34.70	209.00	37.40	270.00	40.00

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

21		15		33.720		39.100	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION
-23.00	38.90	4.00	39.10	7.00	35.90	14.00	37.90
22.00	34.20	24.00	33.72	174.00	33.72	178.00	36.50
200.00	34.40	229.00	34.10	257.00	37.90	270.00	36.60
283.00	37.40	285.00	39.50	309.00	40.30		

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

22		14		33.850		39.300	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION
-27.00	38.80	.00	39.30	.00	36.10	16.00	36.30
30.00	33.90	40.00	33.85	199.00	33.85	193.00	36.80
230.00	37.00	231.00	39.30	234.00	40.60	270.00	40.40
309.00	40.50	313.00	41.50				

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

23		11		33.990		39.200	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION
-23.00	39.10	.00	39.20	4.00	35.80	5.00	36.10
24.00	34.80	27.00	33.98	177.00	33.98	181.00	37.10
200.00	37.00	247.00	40.70	200.00	41.30		

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

24		10		34.110		40.700	
ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION	ASCICSA	ELEVACION

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-24.00	40.20	4.00	40.70	4.00	36.30	17.00	36.60
24.00	34.90	25.00	34.11	175.00	34.11	179.00	37.60
218.00	37.50	220.00	38.30	235.00	37.70	241.00	39.00
245.00	37.80	240.00	37.50	283.00	38.20	290.00	40.00
300.00	41.50	320.00	41.90				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
25	32	34.200	40.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
12.00	39.70	12.00	37.00	29.00	36.40	36.00	36.50
36.00	40.00	37.50	40.00	37.50	36.30	50.00	35.40
28.50	35.40	58.50	40.00	60.00	40.00	60.00	35.40
80.00	34.60	100.00	34.20	100.00	40.00	101.50	40.00
101.50	34.20	133.00	34.50	133.00	40.00	134.50	40.00
134.50	34.30	183.50	35.00	163.50	40.00	165.00	40.00
165.00	35.00	190.00	36.50	190.00	39.50	191.50	39.50
191.50	36.50	210.00	36.00	220.00	36.20	220.00	38.50

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
26	13	34.210	41.110

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-23.00	40.70	10.00	41.11	18.00	38.40	21.00	36.30
25.00	34.21	175.00	34.21	177.00	35.30	185.00	34.50
190.00	36.80	250.00	37.30	258.00	38.60	307.00	41.20
320.00	41.40						

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
27	13	34.300	40.500

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-31.00	40.10	20.00	40.50	34.00	34.30	174.00	34.30
180.00	37.00	220.00	36.90	230.00	34.80	238.00	37.30
245.00	37.70	245.00	38.80	252.00	41.00	263.00	41.80
279.00	42.50						

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL	ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
28	16	34.400	40.700

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-27.00	40.50	.00	40.70	20.00	36.70	52.00	36.70
55.00	34.40	220.00	34.40	224.00	37.00	230.00	37.20
245.00	36.80	250.00	37.00	253.00	37.40	260.00	38.50
279.00	39.00	280.00	41.00	290.00	42.00	308.00	44.20

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
29		15		34.550		39.100	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
20.00	39.10	30.00	36.90	40.00	37.30	70.00	37.35
80.00	37.40	90.00	37.35	100.00	37.30	104.00	34.55
250.00	34.55	275.00	34.55	280.00	37.00	295.00	38.00
300.00	39.00	315.00	41.00	320.00	43.10		

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
30		29		34.700		41.300	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	39.00	40.00	41.30	70.00	41.00	80.00	37.40
120.00	37.60	140.00	38.00	145.00	38.00	170.00	37.30
181.00	37.50	185.00	34.70	335.00	34.70	338.00	37.30
250.00	37.40	355.00	34.70	370.00	34.70	338.00	35.00
387.00	38.00	394.00	40.00	400.00	41.50	418.00	43.20

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
31		17		34.870		41.900	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-28.00	41.80	.00	41.90	45.00	39.50	100.00	37.40
150.00	38.10	200.00	38.30	250.00	38.50	265.00	34.87
415.00	34.87	420.00	37.80	500.00	37.70	510.00	37.70
550.00	37.60	580.00	37.50	630.00	38.50	645.00	39.50
670.00	42.40						

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
32		23		35.000		42.200	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-30.00	42.20	50.00	40.70	40.00	39.00	104.00	37.70
120.00	37.50	270.00	38.30	308.00	39.00	314.00	35.00
164.00	35.00	470.00	38.00	500.00	38.40	515.00	38.00
570.00	37.90	618.00	38.10	621.00	37.80	655.00	38.10
690.00	37.50	740.00	39.00	800.00	38.70	955.00	40.50

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
33		21		35.080		42.500	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	42.50	104.00	40.00	135.00	39.20	147.00	37.40
200.00	38.40	300.00	38.80	320.00	38.70	334.00	35.08
484.00	35.08	498.00	37.40	510.00	37.90	520.00	37.40
545.00	38.00	580.00	38.70	595.00	37.00	625.00	34.90

695.00	37.00	740.00	37.30	755.00	39.20	780.00	40.20
1008.00	39.90						

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
34	19		35.160		42.700		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	42.20	20.00	49.30	80.00	39.30	95.00	38.80
155.00	37.80	255.00	39.00	160.00	39.00	365.00	35.16
515.00	35.16	519.00	37.70	535.00	36.60	540.00	37.00
650.00	37.00	655.00	38.50	660.00	37.20	755.00	37.10
760.00	38.30	780.00	37.30	840.00	40.00		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
35	20		35.230		40.700		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	40.70	100.00	38.50	210.00	38.51	100.00	38.40
320.00	39.10	380.00	39.10	385.00	35.21	535.00	35.23
542.00	39.50	549.00	37.80	595.00	35.25	640.00	37.20
760.00	36.10	845.00	37.20	870.00	37.80	882.00	38.80
900.00	38.30	920.00	39.40	945.00	40.70	970.00	40.10

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
36	23		35.300		40.300		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	39.80	50.00	40.30	90.00	39.70	120.00	40.30
140.00	38.40	195.00	39.00	202.00	37.90	250.00	38.60
361.00	39.20	365.00	35.30	515.00	35.30	520.00	38.90
610.00	37.90	630.00	35.30	660.00	36.00	780.00	36.50
823.00	37.00	829.00	35.30	874.00	36.80	880.00	35.30
930.00	36.20	960.00	38.90	1020.00	39.30		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
37	20		35.430		42.500		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	41.90	50.00	42.50	82.00	40.00	178.00	40.30
181.00	39.10	320.00	40.30	330.00	39.40	498.00	40.40
415.00	35.43	565.00	35.43	574.00	41.00	650.00	40.20
705.00	38.90	707.00	37.60	783.00	38.00	815.00	38.50
900.00	38.90	970.00	39.60	1031.00	37.30	1064.00	42.50

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
38	24		36.000		40.800	

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	42.69	7.69	37.69	27.00	37.70	104.00	37.30
105.00	35.50	125.00	42.30	715.00	40.20	275.00	39.70
325.00	37.79	350.00	38.70	440.00	39.90	500.00	38.70
535.00	36.42	655.00	36.40	657.00	40.70	751.00	39.00
820.00	39.30	850.00	38.40	900.00	39.40	900.00	36.00
938.00	36.40	975.00	38.70	1090.00	41.30	1070.00	42.60

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
39	22		36.550	41.390

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
10.00	41.30	70.00	41.10	30.00	39.70	85.00	40.10
110.00	39.10	150.00	39.70	350.00	49.55	340.00	39.50
450.00	39.70	500.00	39.90	515.00	38.55	665.00	36.55
670.00	40.00	740.00	40.30	890.00	38.40	830.00	39.20
835.00	37.10	890.00	36.70	900.00	38.90	925.00	38.70
970.00	37.30	1000.00	42.30				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
40	24		36.650	41.400

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.60	41.40	10.00	40.20	60.00	40.00	140.00	39.70
200.00	40.10	300.00	40.60	365.00	40.80	390.00	39.50
520.00	40.00	525.00	36.85	675.00	38.45	481.00	40.40
725.00	40.00	732.00	37.00	740.00	39.30	755.00	36.60
770.00	39.50	785.00	37.10	817.00	37.10	825.00	39.60
870.00	39.40	930.00	40.00	935.00	41.50	960.00	42.70

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
41	25		36.750	42.500

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-19.00	42.50	25.00	39.40	100.00	39.90	185.00	39.70
250.00	40.90	320.00	40.60	325.00	39.40	370.00	39.50
460.00	40.30	445.00	36.75	615.00	36.75	620.00	40.00
647.00	39.00	670.00	39.30	680.00	38.20	697.00	37.00
710.00	39.40	750.00	39.70	780.00	39.40	810.00	38.50
828.00	39.10	835.00	41.50	850.00	43.00		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
42	20		36.840	42.500

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-8.00	42.50	30.00	39.70	100.00	40.50	150.00	40.50
175.00	39.80	250.00	40.00	300.00	40.30	380.00	39.60
400.00	40.50	405.00	36.80	550.00	38.80	550.00	39.00
597.00	39.50	615.00	37.00	645.00	37.90	700.00	39.70

725.00 39.70 755.00 39.80 740.00 41.00 775.00 43.20

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)
 43 18 37.040 41.200

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-5.00	41.20	15.00	40.50	80.00	40.10	120.00	40.50
165.00	40.60	279.00	40.70	275.00	37.04	425.00	37.04
420.00	39.60	434.00	40.40	440.00	39.40	460.00	40.00
472.00	38.00	505.00	37.60	510.00	38.00	525.00	40.00
532.00	41.50	547.00	43.10				

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)
 44 17 37.170 41.650

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-8.00	41.65	15.00	40.30	60.00	40.90	85.00	40.60
140.00	40.40	189.00	40.30	185.00	37.17	335.00	37.17
349.00	39.80	365.00	39.70	375.00	39.90	385.00	37.70
420.00	38.20	435.00	40.30	445.00	39.90	451.00	42.00
463.00	44.20						

XXXXXXXXXXXX RUGOSIDADES EN LAS SECCIONES 00000 XXXXXXXX

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 1 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
1	2	105.000	34.450 38.700	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 2 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
2	2	100.000	35.500 38.900	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 3 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
3	2	95.000	34.850 39.200	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 4 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
4	2	100.000	35.200 39.600	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 5 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
5	2	85.000	36.300 37.900	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 6 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
6	2	15.000	35.000 37.800	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 7 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
7	2	100.000	35.400 38.000	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 8 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
8	2	100.000	34.400 38.000	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 9 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
9	2	80.000	35.000 38.000	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 10 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
10	2	40.000	36.500 37.900	.040 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 11 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
11	2	85.000	35.200 38.000	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 12 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
12	2	90.000	35.300 37.600	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 13 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
13	2	85.000	35.150 37.400	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 14 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
14	2	95.000	35.400 37.700	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 15 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
15	2	95.000	35.700 38.200	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 16 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
16	2	95.000	34.000 37.700	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 17 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
17	2	110.000	35.800 38.300	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 18 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
18	2	100.000	35.600 38.500	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 19 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
19	2	100.000	36.050 38.600	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 20 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
20	2	85.000	35.900 38.700	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 21 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
21	2	100.000	36.100 39.100	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 22 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
22	2	100.000	36.050 39.300	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 23 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
23	2	95.000	37.050 39.200	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 24 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANHMS
24	2	85.000	36.600	.035

				40.700	.043
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 25 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
25	2	70.000	36.300	.035	
			40.000	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 26 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
26	2	30.000	34.250	.035	
			41.100	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 27 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
27	2	110.000	36.950	.035	
			40.500	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 28 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
28	2	210.000	36.500	.035	
			40.700	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 29 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
29	2	160.000	38.300	.035	
			39.100	.040	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 30 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
30	2	235.000	38.300	.035	
			41.300	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 31 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
31	2	100.000	37.700	.035	
			41.900	.040	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 32 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
32	2	95.000	37.700	.035	
			42.200	.043	
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 33 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING	
33	2	75.000	37.900	.035	
			42.500	.043	

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 34 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
34	2	70.000	38.000 42.200	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 35 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
35	2	70.000	38.000 40.700	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 36 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
36	2	110.000	35.500 49.300	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 37 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
37	2	445.000	36.500 42.500	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 38 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
38	2	105.000	38.800 40.800	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 39 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
39	2	95.000	37.900 41.300	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 40 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
40	2	95.000	39.000 41.400	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 41 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
41	2	110.000	39.100 42.500	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 42 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
42	2	705.000	38.900 42.500	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 43 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING

41	39.569	376.638	1.689	4.087	4.576E-08	39.985	39.935
42	38.711	374.616	1.518	3.874	4.37E-08	40.641	39.851
43	38.889	376.769	1.591	3.962	4.15E-08	40.429	38.566
44	39.049	373.279	1.626	4.005	4.29E-08	39.857	39.147

CONDICIONES FINALES EN EL REMANSO

SECCION	CAENAMIENTO M/S	TIRANTE M/S	ELEV. AGUA M/S	AREA M ²	QAD M ³ /S	VELOCIDAD M/S
2	.105	4.468	35.928	815.271	2.154	1.637
3	.205	4.587	36.097	764.630	2.563	1.796
4	.300	4.553	36.293	908.564	2.747	1.469
5	.400	4.512	36.312	613.338	2.685	2.176
6	.485	4.629	36.499	747.851	4.107	1.785
7	.500	4.518	36.518	744.642	3.391	1.791
8	.600	4.488	36.629	733.269	4.114	1.871
9	.700	4.485	36.735	747.918	4.147	1.785
10	.780	4.497	36.819	773.591	3.661	1.726
11	.820	4.435	36.865	715.467	3.984	1.866
12	.905	4.410	36.970	733.314	3.829	1.921
13	.995	4.391	37.081	749.701	3.614	1.781
14	1.099	4.413	37.193	796.563	3.667	1.676
15	1.175	4.355	37.255	697.019	3.963	1.915
16	1.270	4.363	37.403	779.632	3.467	1.712
17	1.365	4.579	37.520	818.942	3.500	1.630
18	1.425	4.390	37.639	779.693	3.761	1.715
19	1.575	4.302	37.762	798.304	3.113	1.672
20	1.675	4.303	37.893	828.726	3.111	1.592
21	1.760	4.227	37.947	791.651	2.814	1.686
22	1.840	4.213	38.043	801.176	3.409	1.666
23	1.960	4.183	38.163	793.309	3.247	1.683
24	2.055	4.164	38.274	735.104	2.654	1.921
25	2.140	4.196	38.396	617.896	2.576	2.161
26	2.210	4.422	38.632	831.285	3.470	1.606
27	2.240	4.338	38.638	752.655	3.371	1.774
28	2.350	4.403	38.905	887.195	3.431	1.505
29	2.460	4.349	38.899	919.238	3.278	1.452
30	2.620	4.162	37.052	912.669	2.396	1.463
31	2.855	4.477	39.347	1259.259	2.162	1.660
32	2.955	4.429	39.429	1475.059	1.826	.905
33	3.050	4.410	39.450	1441.931	2.244	.926
34	3.125	4.331	36.541	1527.172	1.933	.874
35	3.195	4.362	38.592	1979.494	2.237	.674
36	3.265	4.315	38.615	2125.337	2.357	.628
37	3.375	4.206	38.636	1194.572	1.810	1.118
38	3.620	4.119	40.119	1237.772	1.398	1.079
39	3.925	3.760	40.250	1158.499	1.346	1.152
40	4.020	3.745	40.395	1061.372	1.283	1.258
41	4.115	3.799	40.519	1189.791	1.554	1.172
42	4.215	3.826	40.666	1133.684	1.616	1.171
43	4.338	3.814	40.914	929.320	1.762	1.437
44	4.565	3.934	41.104	936.989	2.077	1.425

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS

COMISION NACIONAL DEL AGUA

D. DIR. GRAL. DE ADMON. Y CONTROL DE SIST. HIDROLOGICOS

D. DIRECCION DE INGENIERIA DE RIOS

REMANO EN EL RIO TAMAZULA

***** DATOS *****

MUN. DE GASTOS	MUN. DE SECCIONES	INCREMENTO VERTICAL (M)	CAD. INICIAL (CM)
1	15	.300	4.545

***** CONDICIONES EN LA ULTIMA SECC. A. A. BAJO *****

REMANO	ELEVACION EN M.	GASTO EN M ³ /S
1	41.104	1533.000

***** CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES *****

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
44	17		37.670		41.650		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-8.00	41.65	15.00	40.70	80.00	40.70	85.00	40.60
140.00	40.49	180.00	40.30	193.00	37.17	333.00	37.17
340.00	39.80	365.00	39.70	375.00	39.90	365.00	37.70
420.00	39.70	435.00	40.30	445.00	39.90	451.00	42.00
465.00	44.20						

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)		
45	18		37.300		42.090		
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-10.00	42.00	20.00	40.80	35.00	40.20	92.00	40.40
131.00	39.80	135.00	37.30	285.00	37.30	290.00	39.80
310.00	40.00	325.00	40.30	330.00	38.00	340.00	36.80
350.00	37.40	370.00	40.10	380.00	41.20	403.00	42.00
421.00	44.90	440.00	46.60				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
46		18		37.500		42.150	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-10.00	42.15	40.00	40.00	45.00	39.00	60.00	40.10
70.00	39.50	90.00	40.20	95.00	37.50	245.00	37.50
247.00	40.50	256.00	40.60	272.00	40.50	275.00	39.40
320.00	38.50	330.00	38.70	347.00	41.00	342.00	42.00
350.00	43.80	360.00	43.90				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
47		19		37.500		42.350	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-10.00	42.35	10.00	41.50	20.00	40.20	30.00	39.00
40.00	40.30	45.00	39.90	80.00	40.60	95.00	40.90
102.00	39.60	105.00	37.50	255.00	37.50	259.00	40.10
273.00	38.00	280.00	38.10	305.00	38.20	315.00	40.30
327.00	41.50	331.00	43.10	350.00	42.70		

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
48		19		37.630		42.200	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	42.20	.00	39.90	50.00	40.50	80.00	41.00
85.00	42.00	95.00	39.10	120.00	38.00	144.00	37.90
145.00	37.63	295.00	37.63	299.00	40.00	305.00	37.60
325.00	37.50	329.00	39.50	330.00	40.40	337.00	40.50
337.00	41.50	342.00	42.50	351.00	43.50		

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
49		18		37.700		42.500	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-2.00	42.50	2.00	41.40	30.00	40.40	78.00	41.60
94.00	39.00	100.00	37.70	130.00	37.70	150.00	40.80
170.00	40.20	175.00	37.75	325.00	37.75	327.00	38.40
345.00	38.00	350.00	40.00	360.00	40.10	368.00	41.30
371.00	42.50	392.00	45.00				

SECCION		PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)		ELEV. MAS ALTA (M)	
50		20		37.840		42.500	
ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
9.00	42.50	10.00	42.00	35.00	41.60	40.00	41.70

40.09	49.50	83.00	40.80	85.00	40.10	100.00	41.40
110.09	41.10	118.09	39.49	133.00	39.70	109.00	40.80
187.00	49.50	175.00	37.84	345.09	37.84	349.09	40.40
450.69	41.70	439.00	42.70	410.09	44.00	428.00	45.40

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

51 17 37.900 42.499

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
15.00	42.80	18.00	42.00	49.00	42.10	50.00	41.40
100.00	40.80	189.00	40.50	190.00	49.70	194.00	37.90
344.00	37.79	337.00	49.70	375.00	40.80	380.00	40.30
395.00	40.80	400.00	41.10	425.00	42.40	430.00	44.00
444.00	45.80						

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

52 20 38.000 44.099

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
15.00	44.00	18.00	42.00	20.00	41.60	45.00	42.70
90.00	41.60	115.00	40.30	150.00	40.70	189.00	40.75
195.00	38.00	335.00	39.00	319.00	40.50	370.00	40.40
383.00	41.40	386.00	40.70	405.00	41.50	412.00	38.00
435.00	41.40	437.00	42.50	440.00	44.00	444.00	45.70

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

53 17 38.050 43.550

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	43.55	10.00	41.20	50.00	40.80	85.00	40.40
140.00	41.50	182.00	41.00	185.00	38.05	335.00	38.05
378.00	41.70	261.00	41.40	325.00	40.40	389.00	41.40
410.00	41.00	423.00	42.50	430.00	44.50	435.00	46.00
460.00	46.00						

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

54 17 38.130 43.800

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
.00	43.80	10.00	41.15	35.00	41.80	67.00	40.85
90.00	41.70	120.00	41.00	132.00	40.70	135.00	38.13
283.00	38.13	294.00	43.00	305.00	41.70	350.00	43.20
385.00	41.30	315.00	42.00	425.00	43.00	435.00	45.50
460.00	46.00						

SECCION PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL ELEV. MAS BAJA (M) ELEV. MAS ALTA (M)

55 18 38.250 44.400

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-15.00	44.00	.00	44.40	43.60	42.60	40.00	42.70
45.00	40.40	75.00	20.40	104.00	30.70	165.00	30.25
235.00	39.25	262.00	42.80	289.00	43.40	210.00	37.90
304.00	42.80	325.00	41.80	360.00	39.70	309.00	42.60
430.00	43.60	460.00	47.00				

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
56	23		39.350	45.000

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-18.00	45.00	.00	44.50	29.00	41.20	32.00	41.80
38.00	41.00	39.00	40.00	50.00	39.50	63.00	37.70
65.00	38.35	215.00	39.35	225.00	43.30	245.00	43.80
309.00	44.30	315.00	41.50	339.00	37.70	355.00	40.40
409.00	40.70	417.00	49.89	428.00	41.50	430.00	44.00
440.00	42.00	470.00	45.00	505.00	46.80		

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
57	24		38.380	43.700

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-20.00	43.70	-7.00	41.70	.00	41.30	5.00	40.80
12.00	39.10	24.00	38.90	25.00	38.30	125.00	38.30
177.00	40.00	185.00	41.50	187.00	43.20	245.00	43.00
230.00	43.25	325.00	43.45	345.00	43.25	360.00	43.40
380.00	43.10	420.00	43.60	440.00	43.10	447.00	42.00
454.00	37.60	463.00	42.10	470.00	44.00	509.00	46.60

SECCION	PUNTOS DE LA SECC. TRANSVERSAL		ELEV. MAS BAJA (M)	ELEV. MAS ALTA (M)
59	25		39.500	44.100

ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION	ABSCISA	ELEVACION
-17.00	43.40	-8.00	44.30	-4.00	42.70	9.00	39.50
18.00	36.00	25.00	38.50	36.00	39.50	41.00	39.50
185.00	39.50	192.00	43.30	225.00	43.40	248.00	43.50
300.00	42.40	310.00	45.40	345.00	43.45	357.00	46.20
367.00	40.30	375.00	41.40	394.00	41.30	394.00	39.70
405.00	40.00	431.00	40.40	432.00	43.00	462.00	43.70
474.00	46.00						

***** POSIBILIDADES EN LAS SECCIONES *****

SECCION	POSIBILIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 44 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE PUNTOS
44	2	105.000	40.000 41.650	.035 .010

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 45 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
45	2	175.000	40.000 42.000	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 46 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
46	2	95.000	39.200 42.150	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 47 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
47	2	80.000	39.500 42.350	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 48 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
48	2	90.000	40.000 42.200	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 49 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
49	2	95.000	39.600 42.400	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 50 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
50	2	85.000	39.400 42.500	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 51 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
51	2	75.000	40.000 42.600	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 52 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
52	2	60.000	40.200 44.000	.035 .040
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 53 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
53	2	95.000	40.450 43.500	.035 .045
SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 54 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
54	2	85.000	40.350	.040

43.800 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTE LA SECC. 55 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
55	2	95.000	40.050 44.600	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTE LA SECC. 56 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
56	2	100.000	41.100 45.000	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTRE LA SECC. 57 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
57	2	100.000	40.800 43.700	.035 .045

SECCION	RUGOSIDADES EN LA VERTICAL	DIST. ENTE LA SECC. 58 Y LA DE A. ARRIBA	ELEVACION	N DE MANNING
58	2	.000	43.000 44.300	.035 .045

REMANSO 1 6ASIO 1335.0000003/5

***** CALCULO DE CONDICIONES CRITICAS *****

N	ECRIT M/S	ACRIT M/2	RCRIT M/S	VERIT M/S	SP G/02/M/04	ECA M/S	ECO M/S
44	39.049	333.799	1.626	4.005	.590E-00	40.427	
45	39.109	328.359	1.693	4.091	.573E-00	40.055	39.426
46	39.456	339.054	1.571	3.937	.602E-07	41.107	38.659
47	39.420	332.947	1.629	4.011	.603E-00	40.670	39.729
48	39.390	349.474	1.486	3.831	.616E-00	40.632	39.899
49	39.369	349.783	1.504	3.859	.672E-00	40.639	39.617
50	39.900	321.657	1.743	4.150	.720E-00	41.346	40.144
51	39.076	309.656	1.996	4.311	.572E-00	41.206	40.350
52	40.004	307.769	1.903	4.330	.567E-00	41.266	40.501
53	40.047	305.787	1.947	4.375	.587E-00	41.511	40.729
54	40.123	304.911	1.929	4.370	.741E-05	41.661	40.472
55	40.070	329.916	1.671	4.057	.584E-00	41.404	40.468
56	40.376	351.540	1.482	3.758	.614E-00	41.679	40.612
57	40.213	317.373	1.732	4.206	.599E-00	41.714	40.679
58	40.247	341.982	1.544	3.904	.603E-00	41.024	40.407

***** CONDICIONES FINALES EN EL REMANSO 00 *****

SECCION CADENAMIENTO TIRANTE ELEV. AGUA AREA PAD VELOCIDAD

	FFIS	MIS	MIS	M112	MIS	MIS
45	4.670	3.936	41.228	912.937	2.379	1.462
46	4.945	3.937	41.457	914.395	2.700	1.460
47	4.940	3.972	41.552	902.616	2.815	1.479
49	5.029	4.015	41.645	1011.741	2.854	1.320
49	5.110	4.020	41.720	1025.149	2.771	1.301
50	5.205	3.940	41.789	854.951	2.242	1.551
51	5.260	4.009	41.909	846.141	2.265	1.541
52	5.365	4.017	42.017	864.035	2.320	1.545
53	5.425	4.063	42.113	895.792	2.152	1.490
54	5.529	4.163	42.293	754.971	1.743	1.770
55	5.605	4.252	42.502	865.717	2.965	1.507
56	5.709	4.269	42.610	1016.687	2.979	1.514
57	5.800	4.268	42.648	786.626	3.491	1.697
58	5.900	4.282	42.782	1004.833	3.340	1.329

6.0 CONCLUSIONES.

El control absoluto de inundaciones raramente es factible física o económicamente, pero el hombre tiene capacidad para reducir al mínimo los daños a las propiedades y a los cultivos en la planicie de inundación de los ríos.

Los sucesos de naturaleza física de una mayoría de las situaciones, cuando hay inundaciones, están en contra del planificador que intenta proporcionar un control absoluto y habla de una protección adecuada, pues no implica nada más, que un riesgo calculado porque siempre existirá la probabilidad de que se presente una avenida mayor que la avenida de diseño.

Uno de los graves problemas de toda obra hidráulica y fluvial sucede cuando el mantenimiento que recibe no es el adecuado, al cabo de algunos años aparecen las primeras fallas y si el mantenimiento sigue deficiente, antes de la vida útil de la obra viene la falla total que en ocasiones es de graves consecuencias.

En toda obra por donde transite un escurrimiento natural habrá azolvamientos, por eso es necesario que para que el río no pierda su capacidad hidráulica se lleven a cabo desazolves periódicas sobre su cauce como parte del mantenimiento que debe tener. Además de mantener hasta donde sea posible, libre de vegetación y arbustos las secciones más angostas del cauce del río.

Para un gran control de avenidas sobre el río Tamazula, lo ideal sería la conjunción de las soluciones a corto, mediano y largo plazo como son: la rectificación del cauce, el desazolve del vaso de almacenamiento de la presa derivadora y el aumento de desarenadores, y la construcción de la presa remepicos en el arroyo "El Bledal". Bajo estas medidas el problema se reduciría al mínimo.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- BOLETIN HIDROLOGICO N° 34 REGION HIDROLOGICA N° 10 S.A.R.H.
- 2.- TOPOGRAFIA, Miguel Montes de Oca, td. Representaciones y Servicios de Ingenieria, Marzo de 1968.
- 3.- HIDROLOGIA PRIMERA PARTE, Rolando Springall, Instituto de Ingenieria, U.N.A.M. Abril 1970.
- 4.- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS, Ray K. Linsley y Joseph B. Franzini, Compañia Editorial Continental, S.A., 1984.
- 5.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Hidrotecnia, Instituto de Investigaciones Eléctricas, C.F.E. México, D.F., 1980.
- 6.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS FLUVIALES PARA LA PROTECCION CONTRA INUNDACIONES TOMOS I y II, S.A.R.H., Subsecretaría de Infraestructura - Hidráulica, Dirección General de Control de Ríos e Ingenieria de Seguridad Hidráulica, Diciembre de 1981.
- 7.- PRINCIPALES OBRAS DE DEFENSA CONTRA INUNDACIONES, Curso Intensivo - sobre control de avenidas, S.A.R.H., Dirección General de Control de Ríos e Ingenieria de Seguridad Hidráulica, Primera Reunión Nacional de Residentes de Control de Ríos, Octubre de 1978.
- 8.- DISEÑO DE PRESAS PEQUERAS, United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Ed. Continental, S.A. México, D.F., Febrero de 1978.
- 9.- APUNTES DE HIDRAULICA II, M. en I. Gíberto Sotelo A. U.N.A.M. 1983.