

01121
75



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA**



Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: JIMÉNEZ GONZÁLEZ

ANTONIO

FECHA: 12 FEBRERO 2003

FIRMA: [Firma]

**ESTUDIO BÁSICO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE
PROTECCIÓN PARA CONTROL DE INUNDACIONES EN
EL RÍO SAN LORENZO, EN EL ESTADO DE MÉXICO**

**TÉSIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

ANTONIO JIMÉNEZ GONZÁLEZ
ARTURO ARRIETA TIRADO

DIRECTOR: M.I. VÍCTOR FRANCO

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F. FEBRERO DE 2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 122/02

Señores

ANTONIO JIMÉNEZ GONZÁLEZ

ARTURO ARRIETA TIRADO

Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VÍCTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tema de tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES EN EL RÍO SAN LORENZO. EN EL ESTADO DE MÉXICO"

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

- I. RECOPIACIÓN, ANÁLISIS Y DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL
- II. ESTUDIO TOPOGRÁFICO
- III. ESTUDIO DE GEOTECNIA
- IV. ESTUDIO HIDROLÓGICO
- V. ESTUDIO DE HIDRÁULICA-FLUVIAL
- VI. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- VIII. BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 25 de julio de 2002

EL DIRECTOR

M-C GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

PAGINACIÓN DISCONTINUA

TESIS CON FALLA
DE
ORIGEN

ESTUDIO BÁSICO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN PARA CONTROL DE INUNDACIONES EN EL RÍO SAN LORENZO, EN EL ESTADO DE MÉXICO

INTRODUCCIÓN		1
1. RECOPIACIÓN, ANÁLISIS Y DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL		5
1.1	Localización geográfica y zona de estudio	5
1.2	Reconocimiento de campo y recopilación de la información	5
1.3	Diagnóstico de la información recopilada	8
1.4	Alternativas de solución	14
1.4.1	Corto plazo	14
1.4.2	Largo plazo	15
2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO		17
2.1	Trazo de poligonal de apoyo	17
2.2	Nivelación de perfil de poligonal de apoyo	18
2.3	Secciones transversales del cauce	18
2.4	Nivelación diferencial de bancos de nivel	19
2.5	Monumentación de poligonal de apoyo	20
2.6	Orientaciones astronómicas	20
2.7	Planta topográfica	20
2.8	Perfil longitudinal del cauce	21
2.9	Topografía de detalle	21
3. ESTUDIO DE GEOTÉCNIA		
3.1 Causas de falla		25
3.2 Investigación geotécnica en el sitio de desplante de los bordos y en los bancos de préstamo		28
3.2.1	Características geológicas de la zona	28
3.2.2	Programa de exploración	29
3.2.3	Clasificación, identificación y descripción de los materiales	29
3.2.3.1	Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	30
3.3 Diseño geotécnico de bordos		33
3.3.1 Elevación de diseño de la corona		37
3.3.2 Verificación de la estabilidad (en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos)		38
3.3.2.1	Revisión de los diseños preliminares	38
3.3.2.2	Condiciones para las cuales hacer la verificación de estabilidad	38
3.3.2.2.1	Condición a corto plazo o de fin de construcción	39
3.3.2.2.2	Condición de operación con el nivel de aguas máximas extraordinarias	39
3.3.2.2.3	Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida.	39
3.3.2.3	Aplicabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante	39
3.3.2.3.1	Condición a corto plazo o de fin de construcción	40
3.3.2.3.2	Condición de operación a largo plazo	40
3.3.2.3.3	Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida	40
3.3.2.4	Métodos de análisis de estabilidad	40
3.3.2.4.1	Método sueco o de las dovelas	41
3.3.2.4.2	Gráficas de Taylor	42
3.3.2.4.3	Análisis por inestabilidad traslacional	42
3.3.3 Revisión de las condiciones de flujo de agua		43
3.3.3.1	Permeabilidad	43

3.3.3.2	Flujo de agua	46
3.3.3.2.1	Traza de la red de flujo	47
3.3.3.2.2	Gradiente de salida	48
3.3.3.2.3	Fuerzas de filtración	48
3.3.3.3	Riesgo de tubificación	49
3.3.3.4	Control de flujo de agua	49
3.3.4.	Estimación de las deformaciones	51
4	ESTUDIO HIDROLÓGICO	53
4.1	Características fisiográficas	53
4.1.1	Área de la cuenca	53
4.1.2	Pendiente media de la cuenca	53
4.1.3	Tiempos de concentración	55
4.1.4	Coefficiente de escurrimiento	57
4.2	Recopilación y análisis de información	59
4.3	Análisis de frecuencia de información climatológica e hidrométrica	61
4.4	Modelo de tormenta: formula de Chen-Lung-Chen	83
4.5	Precipitación media en la cuenca río San Lorenzo	84
4.6	Modelo de tormenta de diseño	86
4.7	Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr)	87
4.8	Gastos de diseño	90
4.8.1	Métodos empíricos	90
4.8.1.1	Método de envolventes	90
4.8.1.2	Fórmula racional	93
4.8.2	Hidrogramas unitarios sintéticos	94
4.8.2.1	Hidrograma unitario triangular	94
4.8.2.2	Hidrograma unitario adimensional del SCS	96
4.8.2.3	Método de I-Pai-Wu	98
4.8.2.4	Método de Chow	101
4.8.3	Métodos estadísticos	105
4.9	Hidrogramas de diseño	105
4.9.1	Hidrogramas de diseño río San Lorenzo	105
4.9.2	Hidrogramas de diseño río Lerma	107
5	ESTUDIO DE HIDRÁULICA-FLUVIAL	111
5.1	Transporte sedimentos	112
5.2	Estabilidad de cauces	123
5.3	Velocidad permisible	132
5.4	Socavación general	140
6.	ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	154
6.1	Programa utilizado	154
6.2.	Análisis hidráulico del río en condiciones naturales	155
6.3	Análisis hidráulico del río para diversos gastos asociados a periodos de retorno, considerando diferentes opciones de rasante de rectificación y ancho de plantilla	159
6.3.1	Opciones analizadas	159
6.3.2	Análisis hidráulicos	161
6.3.3	Movimientos de tierra	164
6.3.4	Obras de protección contra la erosión	167
6.4	Opción seleccionada	169
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	174
8.	BIBLIOGRAFÍA	179
	ANEXO I FLUJO NO PERMANENTE	
	ANEXO II ANÁLISIS HIDRÁULICOS	

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el río San Lorenzo ha presentado desbordamientos que han ocasionado inundaciones en áreas productivas de las poblaciones de San Lorenzo Oyamel, San José Buenavista El Grande y varios barrios en el trayecto del cauce, afectando por inundación a 2,200 ha y 880 familias en estos poblados. Por tal motivo, es necesario efectuar un estudio para conocer la magnitud de la problemática y plantear las alternativas de solución y seleccionar la más viable para efectuar el Proyecto Ejecutivo de obras de protección, que tiene como objetivo la prevención de inundaciones en áreas productivas y garantizar la seguridad de las diversas poblaciones y sus bienes materiales.

El tamaño de las obras de protección contra inundaciones es función de la magnitud de las avenidas de diseño y del grado de seguridad que se quiera dar; en forma cualitativa se puede decir que mientras se incrementa las dimensiones de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Debe existir, por lo tanto, un óptimo para el cual la suma de los daños por inundación y el costo de la protección sea mínimo.

Por otra parte, en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo vienen haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Por lo anterior, este estado de equilibrio no se encontrará mientras la deforestación y los cambios de uso de suelo y los malos manejos de estos sigan cambiando todos los días. Las avenidas y el transporte de sedimentos serán cada vez mayores y no habrá obra hidráulica ni recursos económicos que alcancen para dar una protección adecuada.

Un aspecto relevante en el diseño, preservación y restauración de cauces naturales es mantener o restaurar las condiciones naturales, no solo en el aspecto geomorfológicos funcionales sino también en los relacionados con el ambiente, el paisaje, el aspecto biológico, etc. La finalidad de este enfoque es tratar de reducir al mínimo las modificaciones al cauce y restituir los hábitats que favorezcan la biodiversidad y de manera simultánea preserven la funcionalidad del sistema natural.

La visión tradicional para el diseño o rehabilitación de cauces naturales consiste en mantener la alineación en un solo cauce, recurriendo a acciones drásticas, como son, por ejemplo, el corte de meandros, la construcción de diques y muros, la eliminación de zonas inundables, etc., las que a la larga cambian el comportamiento funcional de todo el sistema original. Sin embargo, esto ha propiciado que se tengan mayores volúmenes aguas abajo y crezca la capacidad

erosiva y de arrastre del flujo, sin considerar que se destruye la funcionalidad del sistema y el hábitat correspondiente.

Actualmente, la interacción del hombre con los cauces ha propiciado que se pierda el equilibrio dinámico que originalmente existía; esto se ha provocado tanto en ocasiones directas como indirectas ya que se ha producido cambios en el ciclo hidrológico ocasionados por modificaciones en el manejo de la cuenca de aportación; es decir, se ha modificado el balance natural del ciclo hidrológico.

En general, al analizar un cauce, éste debe considerar desde un punto de vista sistémico, que significa que todos los aspectos biológicos, geomorfológicos, sociales, etc., están interactuando entre sí. De tal manera que se debe ver de una manera global las operaciones funcionales de la corriente.

Las acciones de fondo que permitirán dar solución a estos problemas estarán encaminadas a programas de **conservación de agua y suelo**.

En este trabajo se presenta la metodología para la elaboración de un proyecto ejecutivo para obras de protección para el control de inundaciones, lo cual se ejemplifica utilizando bordos longitudinales a lo largo de ambos márgenes en el río San Lorenzo.

Para cumplir con este objetivo, aparte de esta introducción, se desarrollan los capítulos siguientes y en cada uno de ellos se presenta la metodología, criterios, desarrollos y análisis para la obtención de la información necesaria para desarrollar un adecuado proyecto ejecutivo de obras de protección para el control de inundaciones.

Capítulo 2. Recopilación, análisis y diagnóstico de la situación actual. Se menciona la importancia que debe darse a los recorridos de campo a lo largo del río, para la identificación de la problemática actual; puntos que presentan problemas de inundaciones; los motivos y las causas que provocan que se inunden zonas del cauce; el efecto de la mancha urbana sobre el río y el riesgo a que esta expuesta; identificación preliminar de las características físicas de los materiales a lo largo del río, así como localizar los posible bancos de materiales. Por otra parte, estas visitas de campo permiten establecer de manera preliminar cuales serán las primeras soluciones, así como establecer y programar las actividades de campo.

Capítulo 3. Estudios topográficos. Se describen cada una de las etapas de los trabajos de topografía, que permitan la obtención de toda la información altimétrica y planimétrica a la largo y ancho del río, necesarias para llevar acabo el proyecto ejecutivo.

Capítulo 4. Estudios de geotécnia.- Se destaca la importancia que tienen estos trabajos para estudiar las características y propiedades de los suelos sobre los que se desplantarán los bordos, así como de los materiales que servirán para la formación de terraplén; se indican los procedimientos y pruebas que hay que

realizar para conocer estas características. Como los bordos son las estructuras más comunes utilizadas para el encauzamiento de ríos y protecciones contra las inundaciones, se describen las etapas más importantes para el análisis y diseño para contar con estructuras seguras y confiables. Además, se mencionan las revisiones que hay que realizar para asegurar su estabilidad, en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y los análisis relacionados con el flujo de agua que deben efectuarse para evitar daños a un bordo y las estimaciones para la cuantificación de los posibles asentamientos que sufrirá el bordo con el tiempo.

Capítulo 5. Estudio hidrológico. Para la obtención de la avenida de diseño que servirá para el análisis hidráulico del río San Lorenzo, Edo. de México, se utilizan diferentes modelos de relación lluvia-escorrentía, y se presenta la metodología para cada uno de ellos, se realizó el comparativo entre ellos y se selecciona el método más adecuado para la zona en estudio.

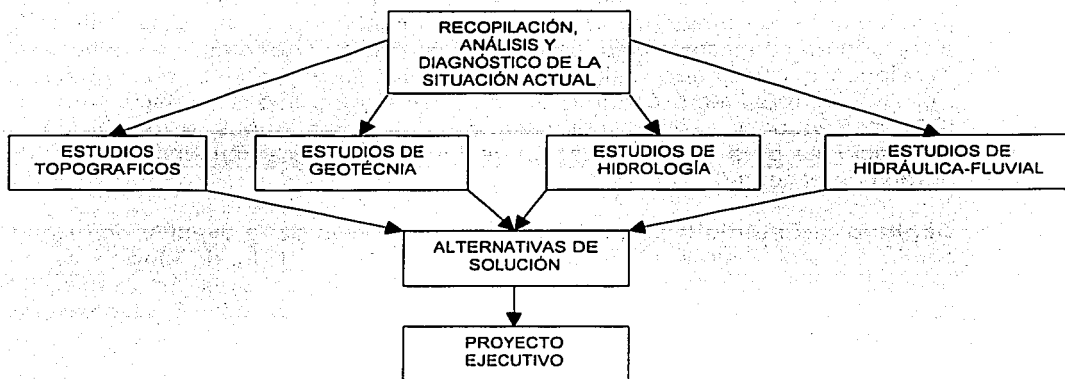
Capítulo 6. Hidráulica fluvial. Se presentan los problemas que hay que resolver al tratar con corrientes naturales, se determinan las condiciones de equilibrio del río, la cuantificación del material sólido transportado, la determinación de la socavación general y las velocidades permisibles, para esto se utilizan los diversos criterios empleados en el medio.

Capítulo 7. Alternativas de solución. Se realizan los análisis hidráulicos para condiciones naturales y considerando diferentes opciones para la rasante de rectificación y ancho de plantilla para diversos gastos, cada una esta asociado a su correspondiente periodo de retorno. El análisis se realiza para flujo no permanente, y se utiliza el software desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM por el Dr. Moises Berezowsky Verduzco.

Lo anterior permitirá obtener los perfiles del agua, en flujo no permanente, para cada uno de los gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años y con esto se determinarán las alturas de bordos necesarias.

Basándose en el estudio de Hidráulica Fluvial se presentan diferentes alternativas para la protección del talud mojado del bordo para el control de la erosión, así mismo, se calculan los movimientos de tierra de cada una de las alternativas, así como las cantidades de obras de las protecciones marginales, se evalúan los antepresupuestos y se recomienda la mejor opción técnica económica.

En el siguiente esquema se muestran las etapas necesarias para la elaboración de los proyectos ejecutivos de obras de protección para el control de inundaciones.



ESQUEMA DE EJECUCION DE LOS TRABAJOS

1. RECOPIACIÓN, ANÁLISIS Y DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

1.1 Localización geográfica y zona de estudio

El río San Lorenzo, Edo. de México, se localiza en la Región Hidrológica No. 12, y está contenido dentro de la cuenca del Lerma-Santiago, entre las coordenadas geográficas: 19° 24' 05" de latitud norte, 99° 35' 30" longitud oeste, y 19° 29' de latitud norte, 99° 36' longitud oeste. Nace en el Cerro Salapan a una altitud de 2800 msnm, a la altura de la localidad de San Pedro Abajo, la longitud del cauce principal es de aproximadamente 10.7 km y descarga sobre la margen derecha del río Lerma a una elevación de 2,475 msnm, entre la estación hidrométrica La "Y" y el puente carretero La "Y".

La cuenca de este río tiene una superficie de 13.30 km², es angosta y alargada hacia el sur (ver Fig 1.1), se integra por aportaciones de pequeñas barrancas en la parte alta, y en la baja por las aportaciones de su propia superficie. Es un río de tipo intermitente, esto es, lleva agua la mayor parte del año y en su recorrido atraviesa las localidades de San Pedro Abajo, San Lorenzo Oyamel y San José Buenavista El Grande, así como diversos ejidos de las localidades antes mencionadas; políticamente forma parte del municipio de Temoaya.

La zona de estudio comprende el río San Lorenzo, desde el sitio de la confluencia con el río Lerma, hasta 10 km aguas arriba, a la altura de la localidad de San Pedro Abajo, así como la misma confluencia, 500 m aguas arriba y 500 m aguas debajo de dicha descarga (ver Fig 1.1).

1.2 Reconocimiento de campo y recopilación de información

Se hicieron diversas visitas de campo con el objeto de conocer a detalle la problemática del río, de tal forma que esto ayudará a establecer el marco físico de la región, donde se llevarán a cabo las obras de protección, así como delimitar su área de influencia.

Para el establecimiento del marco físico y la evaluación de los aspectos socioeconómicos, derivados de la situación actual y de los planes de desarrollo de la localidad, se recopiló, analizó y se evaluó la información existente en las diferentes dependencias federales, estatales, municipales y particulares. La información recopilada se verificó, complementó y actualizó con la información obtenida en forma directa durante estas visitas.

Se realizaron las actividades siguientes

- Se visitó el vértice de arranque para el control horizontal y vertical para el inicio de los levantamientos topográficos, el cual corresponde al vértice BN-SL-1 localizado sobre el puente carretero la "Y" con coordenadas: X=437.47, Y=2,145,717.54 y Z = 2,475.34 msnm.

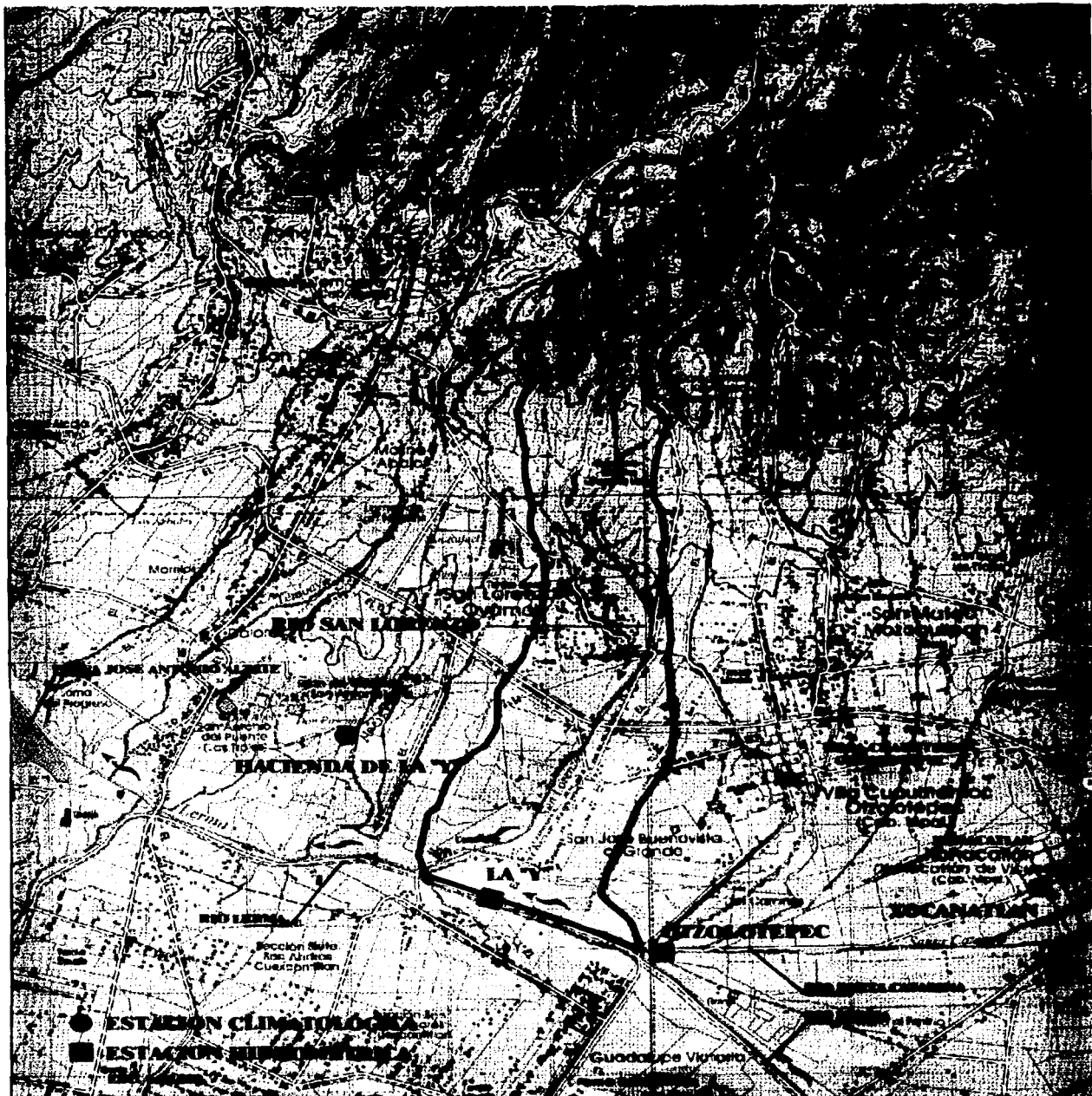


Fig 1.1 Cuenca río San Lorenzo, Edo. de México (zona en estudio)

- Reconocimiento general a lo largo de todo el río San Lorenzo, desde la descarga al río Lerma hasta 10 km hacia aguas arriba, a la altura de la localidad de San Pedro Abajo.
- Identificación preliminar de las características físicas de los materiales a lo largo de los posibles ejes de los bordos del encauzamiento, así como ubicación de bancos de materiales cercanos a la obra.
- Identificación de las zonas donde el río San Lorenzo se desborda y a provocado inundaciones.
- Identificación de la zona de influencia del remanso sobre el río San Lorenzo, provocado por el río Lerma, así como la zona que se inunda por esta situación.
- Identificación de las zonas del río que han perdido capacidad hidráulica por la invasión de la mancha urbana.
- Visita a las diferentes zonas deforestadas en las partes altas de la cuenca, donde existen diversos frentes abiertos de explotación de bancos de materiales, que en la actualidad han sido abandonados dejándolos a la intemperie y sujetos a un proceso de erosión.
- Visita a una de las fuentes que producen una importante cantidad de azolve, el relleno sanitario que se localiza a la altura de la localidad de San Pedro de Abajo, el cual actualmente se encuentra clausurado y en proceso de erosión, ya que las capas de arena que le fueron colocadas están siendo erosionadas por la lluvia y este material esta siendo arrastrado hacia aguas abajo.
- Visita a la zona que ha sido desazolvada en los últimos 3 años, la cual era una de las más crítica y que regularmente sufría inundaciones durante las avenidas.
- Visita a los sitios probables de construcción de trampas de azolve que reduzcan el transporte de sedimento hacia aguas abajo.

De lo mencionado en forma preliminar se concluye que lo que ocasiona los desbordamientos del río San Lorenzo es una consecuencia de la pérdida de su capacidad hidráulica, provocada por el excesivo transporte de sedimento que es depositado en las partes bajas, esto es debido a los cambios de uso del suelo, que son resultado de la deforestación que ha sufrido la cuenca en las partes altas.

Por otra parte, es importante dar una solución al problema de fondo, ya que no podrá construirse ninguna obra hidráulica capaz de dar el 100% de seguridad, ya que las inundaciones desgraciadamente cada vez serán mayores mientras los usos del suelo sigan cambiando. Por tal motivo, es importante la implementación de programas de conservación de agua y suelo. Un ejemplo de lo mencionado son

los resultados que se tienen con la implementación de los programas de desazolve, que se han realizado en los últimos tres años, ya que hasta la fecha no se han presentado problemas de inundación, lo que muestra que estos programas de prevención son útiles.

Como resultado de estos trabajos de campo, se elaboró el plano "Diagnóstico de la Situación Actual" con toda la información identificada en campo, ver Fig 1.2.

1.3 Diagnóstico de la información recopilada

En los últimos años, en el río San Lorenzo, se han presentado desbordamientos que ocasionaron inundaciones en diversos poblados y zonas de cultivo aledañas a las márgenes del río, esto se ha debido a que se presentaron lluvias extraordinarias en la cuenca. Los escurrimientos, a través del río San Lorenzo, han inundado por desbordamiento a áreas productivas de las poblaciones de San Lorenzo Oyamel, San José Buenavista El Grande y varios barrios localizados en el trayecto del cauce, afectando a 2,200 ha y 880 familias en estos poblados.

Por su ubicación geográfica, la cuenca es muy sensible a tormentas de corta duración y gran intensidad, además de que cada año (antes de los trabajos de desazolve del río) en épocas de lluvias, se desborda el río provocando inundaciones a extensas áreas agrícolas, así como a los asentamientos humanos ubicados en las márgenes.

De los recorridos de campo realizados a lo largo del río, así como del análisis de la escasa información documentada de las inundaciones ocurridas, y de las pláticas con las autoridades municipales, ejidales y estatales se obtuvo la información siguiente

- A partir del año de 1999, con ayuda de diversas dependencias estatales, se realizaron las primeras obras de desazolve del río San Lorenzo en un tramo de aproximadamente 1.5 km, hacia aguas arriba de la confluencia con el río Lerma.
- En el año 2000 se continuó con el programa de desazolve del río, cubriéndose 1 km adicional y llegando a la altura con el cruce con la carretera federal No. 36. Cabe mencionar que a este kilómetro adicional, también se incluye nuevamente el desazolve de los primeros 1.5 km hechos en el año anterior.
- En el año 2001 nuevamente se continuó con el desazolve del río, llegando hasta el cruce con el puente que va a la localidad de San Lorenzo Oyamel.



Fig 1.2 Diagnóstico de la situación actual

- Hasta la fecha, no se ha presentado ninguna inundación, esto es debido, probablemente, a que los programas de desazolve que se han venido llevando en los tres últimos años han dado los resultados esperados o bien no han ocurrido lluvias extraordinarias como las que se tuvieron en los años anteriores.
- Las inundaciones que se han presentado, como consecuencia del desbordamiento del río San Lorenzo, han sido provocadas por la gran cantidad de azolve que se fue depositando en las zonas de menor pendiente y que con el paso del tiempo reducen la capacidad de conducción del cauce.
- El grado de deforestación que ha sufrido la cuenca en los últimos años, ha motivado que el fenómeno de interceptación que actúa regulando el escurrimiento, se haya modificado produciendo gastos mayores y un incremento apreciable en el arrastre de sólidos en suspensión.
- Topográficamente y orográficamente se identifican tres zonas (partiendo de la confluencia con el río Lerma hacia aguas arriba): la primera del km 0+000 a 3+500, predominado zonas de cultivo con pendientes de cuenca suaves; la segunda del km 3+500 al 7+500 siguen predominando las zonas de cultivo con pendientes medias; la tercera corresponde del km 7+500 al 10+500 donde predomina la montaña, con zonas de bosque y deforestadas con pendientes muy fuertes. En la Tabla 1.1 se muestran específicamente estas características.

Tabla 1.1 Características fisiográficas del río San Lorenzo

No. SITIO	TRAMO (km)	DESCRIPCION
1	0+000 al 1+500	<p>Donde el río San Lorenzo descarga sus aguas al río Lerma, el cual provoca remanso debido al caudal que lleva este último.</p> <p>Del km 0+000 al 1+500 es la zona que resiente mas rápidamente la pérdida de capacidad hidráulica del río, provocada por los sedimentos arrastrados de las partes altas y que se van depositando en esta zona debido a que las pendientes son más suaves.</p> <p>Zona agrícola, en general, con diversas casas en ambas márgenes del río, con pendientes suaves donde se va depositando todo el sedimento arrastrados de las partes altas. Esta zona es la que presenta el mayor riesgo de inundaciones ya que es la que resiente de inmediato el remanso provocado por el río Lerma, además de la pérdida de capacidad hidráulica provocada por el azolve que se deposita.</p> <p>Esta zona del río ha sido desazolvada en los últimos tres años, tiene una longitud aproximada de 1.5 km y conserva actualmente su geometría limpia de obstáculos. En esta zona se observa una gran cantidad de azolve que ha sido removido a lo largo del cauce.</p>

**Tabla 1.1 Características fisiográficas del río San Lorenzo
(continuación)**

No. SITIO	TRAMO (km)	DESCRIPCIÓN
2	1+500 al 3+500	<p>Zona agrícola, en general, con diversas casas en ambas márgenes del río, con pendientes suaves donde se va depositando el sedimento arrastrado de las partes altas. Zona que sufría constantes inundaciones antes de llevarse a cabo los trabajos de desazolve.</p> <p>Aguas abajo del cruce con la carretera federal No. 36, se presenta una disminución en la pendiente hidráulica del cauce. lo cual motiva que las velocidades en el tramo disminuyan con el incremento del azolve.</p> <p>Existen diversas casas que han invadido la zona federal del cauce y que están en riesgo ante la presencia de avenidas extraordinarias.</p>
3	3+500 al 5+000	<p>Zona agrícola, con pendientes medianas, generadoras, en menor medida, de sedimentos. Se presentan los primeros asentamientos humanos hacia ambas márgenes, existiendo algunas casas cerca del río que pudieran estar en riesgo en avenidas extraordinarias.</p> <p>Aguas abajo del puente San Lorenzo se presenta deficiencia hidráulica, principalmente debido al depósito de azolve y vegetación en el cauce; así como diversas invasiones hacia el cauce del río y en la zona federal del mismo.</p>
4	5+000 al 7+000	<p>Zona agrícola, con pendientes medianas, generadoras, en menor medida, de sedimentos. Esta tramo corre a lo largo de la zona agrícola, esta comprendida entre el puente a San Lorenzo Oyamel y el Campamento. El cauce es bastante amplio con márgenes con bastante vegetación (pasto), no se tiene registro de desbordamientos del cauce ni de problemas que se hayan provocado por los desbordamientos del río. Este tramo esta comprendido prácticamente en la zona rural y no existen asentamientos humanos. Por las características mencionadas en este sitio es posible ubicar las trampas de azolve.</p>
5	7+000 al 10+500	<p>Zonas boscosas y deforestadas con fuertes pendientes: principal generadora de sedimentos transportados hacia aguas abajo. Bancos de materiales clausurados con frentes abiertos a la intemperie y a la erosión. Otros de los principales generadores de sedimentos son los rellenos sanitarios, los cuales cuando se clausuraron no fueron debidamente protegidos contra la erosión.</p> <p>En los orígenes del río en los primeros 3.5 Km, el río presenta pendiente fuerte, con ello también fuertes velocidades; aunado a esto, la cuenca ha sufrido una deforestación importante por tala inmoderada, ocasionando con ello que el fenómeno de interceptación de la precipitación ya no actúe para regular el escurrimiento, de tal manera que la respuesta de la cuenca ante el cambio de la cobertura vegetal se ha modificado en los últimos años, ocasionando con ello avenidas de mayor magnitud que la esperada, por tal motivo estas condiciones seguirán presentándose con mayor magnitud en los picos de las avenidas.</p> <p>Estas condiciones señaladas, en la actualidad han modificado la tasa de producción de sólidos en suspensión, de allí que grandes cantidades de azolve tienden a ser depositados en los tramos con pendiente menor o con cambios bruscos de anchos de plantilla, disminuyendo su capacidad hidráulica.</p>

En resumen el río San Lorenzo presenta la problemática siguientes:

- Los primeros 5 kilómetros es la zona con mayores problemas, ya que en este tramo se han presentado las mayores inundaciones provocadas por el desbordamiento del río. Presenta una densidad baja en población que poco a poco ha ido invadiendo ciertos tramos del río reduciendo la capacidad hidráulica del mismo. Topográficamente presenta una pendiente suave con un alto riesgo de inundaciones debido a la pérdida de capacidad hidráulica provocado por el azolvamiento del río, además del remanso que se provoca en la descarga al río Lerma.
- Otro aspecto de importancia es el tipo de material que presenta el cauce, principalmente en el lecho donde predominan las arenas finas y limos, lo anterior motiva que durante la presencia de avenidas al tener velocidad grande se tengan mayores efectos de erosión y socavación sobre el fondo y márgenes del cauce.

Entre los daños potenciales que son capaces de provocar estas inundaciones, tanto por la elevación que alcanza el agua como por las fuertes velocidades que éstas lleguen a tener, se encuentran las siguientes

- Pérdida de vidas humanas
- Pérdida de ganado y animales en general
- Destrucción de cultivos
- Deterioro y destrucción de casas, muebles, víveres, etc., hasta obras de arte, tesoros arqueológicos, archivos, etc.
- Interrupción y destrucción de vías de comunicación
- Interrupción de servicios eléctricos, telefónicos, y de agua potable y drenaje
- Propagación de enfermedades

Por lo que es importante evaluar cada una de las posibles alternativas, tanto técnica como económicamente; muchos de los beneficios que proporcionan las obras ni pueden evaluarse en términos económicos y, sin embargo, pueden ser muy importantes. La evaluación correcta de cada alternativa de obras de protección requiere que se consideren todos los beneficios atribuibles al proyecto correspondiente. En particular, las obras de control de avenidas difícilmente pueden evaluarse únicamente en términos meramente económicos, debido a que buena parte de los beneficios no pueden medirse en unidades monetarias (por ejemplo, la pérdida de vidas humanas).

Las causas que provocan los problemas anteriores son diversos, cabe recordar que en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Si

se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Las modificaciones que el hombre produce en los cauces y que cambian su condición natural de equilibrio pueden ser benéficos o dañinos a la operación y comportamiento futuro del río, entre las alteraciones más importantes debidas al factor humano se pueden señalar las siguientes:

- La mayoría de las cuencas del país, no sólo la del río San Lorenzo, presentan un alto grado de deforestación debida a la tala clandestina de los bosques y en muchas otras ocasiones a los cambios de uso de suelo para la habilitación de nuevas zonas de cultivo, desarrollos industriales o habitacionales, esto ha ocasionado que la respuesta hidrológica de la cuenca se haya modificado, provocando con ello avenidas de mayor magnitud que producen inundaciones en donde antes esa misma magnitud de avenida no ocasionaba ningún problema.
- Los cambios de uso del suelo, así como la acelerada deforestación de los bosques ha propiciado cambios en los coeficientes de escurrimiento, esto significa que para una misma lluvia que en el pasado no provocaba ningún problema, ahora debido a los cambios del uso del suelo los escurrimientos son mayores provocando inundaciones y gran cantidad de arrastre de sólidos.
- Estas condiciones han modificado la tasa de producción de sólidos en suspensión, provocando que una gran cantidad de ellos tienden a ser depositados en los tramos con pendiente menor y con ello disminuye la capacidad hidráulica de los cauces.
- Aunque muchas son las causas que contribuyen a la pérdida de suelo en cuencas, dos son las más extendidas y que al mismo tiempo producen un efecto mayor: **la deforestación y las técnicas deficientes de cultivo**. La deforestación produce dos efectos: reduce los tiempos de concentración del agua de lluvia y puede aumentar el volumen del escurrimiento, lo que finalmente conduce a cambios en el hidrograma para iguales condiciones de lluvia. Aumenta considerablemente la cantidad de material sólido que llega a los ríos, ya que al desaparecer la cobertura vegetal, las partículas quedan expuestas al impacto directo de la lluvia. De los dos efectos señalados, el aumento del material sólido a los ríos es el más importante, ya que modifica completamente su pendiente al incrementarla, y azolar los cauces, con lo que aumenta el riesgo de inundaciones por la pérdida que sufre el río en su capacidad hidráulica. Las prácticas deficientes de cultivo producen también mayores cantidades de sedimento hacia los ríos, con los problemas ya señalados.

1.4 Alternativas de solución

1.4.1 Corto plazo

Con base en los recorridos de campo, al análisis de la información recopilada y a la conceptualización de la solución, una propuesta de solución para el control de inundaciones en el río San Lorenzo es la siguiente

- Encauzamiento del río San Lorenzo desde la descarga al río Lerma hasta la localidad de San Lorenzo Oyamel, mediante bordos longitudinales en ambas márgenes.
- Presas o trampas de retención de azolve, que eviten el transporte de sedimento hacia las partes bajas y por consiguiente la pérdida de su capacidad hidráulica.

Las obras de encauzamiento incluirán la infraestructura hidráulica necesaria que permita contar con un canal principal que operados en conjunto con el sistema de bordos longitudinales, permitirá que el cauce pueda conducir las avenidas que periódicamente generan inundaciones.

Esto incluirá el funcionamiento hidráulico del cauce del río en condiciones naturales, obteniendo el gasto que puede conducir sin presentar desbordamientos, así como para los gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1,000 años, considerando para cada uno de los citados gastos diferentes opciones de rasante de rectificación, anchos de plantilla tratando de que en lo posible la cubeta de rectificación quede alojada en terreno natural y con un mínimo de formación de bordos. Así mismo, determinar las opciones de anchos de plantilla que permitan obtener un volumen similar al volumen requerido por el bordo de proyecto, así como diferentes opciones para revestir el talud interior de los bordos, con diferentes tipos de materiales.

Estas acciones tendrán como objetivo interferir directamente con el agua de lluvia o con la que escurra por los ríos y/o arroyos, para impedir desbordamiento, confinarla, encauzarla, modificar su velocidad y evitar los desplazamientos laterales del cauce.

De requerirse obras adicionales que pueden ser construidas para reducir inundaciones causadas por el desbordamiento del río, en sitios específicos importantes podrán ser consideradas las siguientes

- Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones importantes.
- Muros longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes del río, se utilizarán donde no haya espacio para construir bordos.

- Desvío permanente por medio de cauce de alivio hacia alguna depresión que permita extraer del cauce un cierto volumen del hidrograma.
- Remoción de la vegetación para recuperar capacidad hidráulica.
- Dragado del cauce principal y demolición de obstáculos.

Las márgenes arcillosas del río, fondo de suelos granulares, específicamente arenas - medias, hacen que sean sumamente erosionables y marquen la pauta para un análisis técnico de protecciones marginales para el control de la erosión y socavación.

Asimismo, los proyectos deberán adecuarse a las limitantes topográficas, de geotécnica y al ancho de la zona federal para evitar afectaciones a zonas particulares, así como de brindar seguridad a la población y a la infraestructura existente.

En resumen, el proyecto para el encauzamiento del río San Lorenzo tendrá una longitud de 5 Km, con un sistema de bordos longitudinales que permita que el cauce pueda conducir las avenidas que periódicamente se generan en una cuenca con área de drenaje de 13.30 Km².

Por otra parte al atravesar la corriente por una área agrícola, y con el objeto de evitar afectaciones a lo largo de la canalización, se llevarán a cabo un análisis de algunas alternativas, variando únicamente el ancho de $b = 5$ m, $b = 7.5$ m y $b = 10.0$ m, buscando que estas opciones permitan obtener un volumen similar al requerido por los bordos de proyecto, así como de no salirse de la zona federal.

Las avenidas que se calculan corresponderán a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años, seleccionándose aquella que permita una mayor seguridad en la obra.

1.4.2 Largo plazo

Como se ha mencionado anteriormente, en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Por el contrario, si se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Por lo anterior, este estado de equilibrio no se encontrara mientras la deforestación y los cambios de uso de suelo y los malos manejos de estos sigan cambiando todos los días. Las avenidas y el transporte de sedimentos serán cada

vez mayores y no habrá obra hidráulica ni recursos económicos que alcancen para dar protección.

Las acciones de fondo que permitirán dar solución a estos problemas estarán encaminadas a programas de **CONSERVACIÓN DE AGUA Y SUELO**, esto significa llevar a cabo estudios integrales de la cuenca que permitan identificar:

- Actuales usos del suelo
- Prácticas de cultivo
- Zonas con alto grado de erosión

Lo anterior permitirá identificar:

- Acciones inmediatas, a mediano y largo plazo de remediación de suelos
- Acciones de reforestación
- Nuevas prácticas de cultivo
- Recursos económicos requeridos
- Integración de las comunidades en programas de desarrollo sustentable
- Comisiones de seguimiento de recuperación de cuencas

Todas las acciones a llevar a cabo deberán cubrir los aspectos económicos, social y político que permitan poco a poco comenzar a revertir la actual tendencia, ya que no existe obra hidráulica capaz de contener avenidas cada vez mayores con grandes cantidades de sedimento que sepultaran cualquier obra hidráulica.

Lo anterior permitirá la mejor utilización de los recursos económicos, ya que se estarán invirtiendo en el verdadero origen del problema y no en acciones que son temporales y que cada año requerirán de mayores inversiones.

La visión tradicional para el diseño o rehabilitación de cauces naturales consiste en mantener la alineación en un solo cauce, recurriéndose a acciones drásticas, como el corte de meandros, la construcción de diques y muros, la eliminación de zonas de inundación, etc., las que a la larga cambian el comportamiento funcional de todo el sistema original. Sin embargo, han propiciado que se tengan mayores volúmenes aguas abajo y crezca la capacidad erosiva y de arrastre del flujo, sin considerar que se destruye la funcionalidad del sistema y el hábitat correspondiente.

Un nuevo enfoque que mantenga, en forma o haga que las condiciones originales de un cauce prevalezcan debe considerar a los elementos naturales que de manera estructural y operativa contribuyan a mantener las condiciones funcionales del cauce y su hábitat. Esto es, al analizar un cauce, éste debe considerarse desde un punto de vista sistémico, que significa que todos los aspectos biológicos, geomorfológicos, sociales, etc., están interactuando entre sí. De tal manera que se debe ver de una manera global las operaciones funcionales de una corriente.

2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

En este capítulo se mencionan el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como objetivo proporcionar información altimétrica y/o planimétrica, para presentarlas en planos dibujados a una escala adecuada.

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se recabo previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área de estudio, la cual fue analizada y basándose en los requerimientos del proyecto en cuestión se realizaron las actividades que se describen a continuación.

2.1 Trazo de poligonal de apoyo

Una vez localizada la línea de trazo de apoyo y establecidos los puntos de control horizontal y vertical, se realizó el trazo de la poligonal en este caso abierta, usando el método de ángulos horizontales. Se utilizó una estación total, verificando la poligonal con orientaciones astronómicas. Se colocaron trompos a cada 20 m que sirven de apoyo para realizar, posteriormente, la nivelación del perfil de la poligonal y de las secciones transversales.

Con la finalidad de replantear en cualquier momento este trazo, se referenciaron todos los P.I., P.S.T. (puntos de inflexión y punto sobre tangente, respectivamente) y los demás puntos importantes con las mojoneras necesarias.

Para revisar si existe error del tipo angular, se realizaron orientaciones astronómicas, considerando la tolerancia siguiente:

$$T = 20 (N)^{0.5} \quad (2.1)$$

donde

T tolerancia admisible, en s
N número de lados de la poligonal

La poligonal de apoyo esta astronómicamente orientada y referenciada a un sistema coordenado. Las coordenadas de inicio, están en el vértice BN-SL-1, ubicado sobre el puente carretero La "Y", sobre el río Lerma, con coordenadas X=437.47, Y=2,145,717.54 y Z = 2,475.34, mientras que la orientación astronómica se hizo entre los vértices BN-SL-1 y PI-1, localizada en el kilómetro 0+000.

Los datos del trazo se fueron registrando en la memoria electrónica de una estación total, una vez terminado este trabajo, se bajo a una computadora y mediante el apoyo de los programas AUTOCAD y CIVILCAD se dibujó el trazo sobre planos generales a escala 1:10,000, obteniéndose el cuadro de coordenadas correspondiente; en la Fig 2.1 se muestra la poligonal de apoyo levantada.

2.2 Nivelación del perfil de la poligonal de apoyo

Una vez concluido el trazo de la poligonal de apoyo se efectuó la nivelación de ella, el banco de nivel de inicio se localiza en el vértice BN-SL-1, que ésta ubicado sobre el puente carretero La "Y", sobre el río Lerma, con coordenadas $X=437.47$, $Y=2,145,717.54$ y $Z = 2,475.34$.

Esta nivelación tiene como objetivo, apreciar con claridad todos los accidentes topográficos por los que atraviesa la línea del trazo. En la nivelación se toman las elevaciones referidas al nivel medio del mar, considerando todos los P.I., P.S.T., y trompos que se ubicaron a cada 20 m sobre la línea de trazo, y de todos aquellos puntos que tengan cambios bruscos de pendiente. En la Fig 2.2 se muestra el perfil del fondo del cauce (talweg).

2.3 Secciones transversales del cauce

Para obtener la configuración del terreno, se uso el procedimiento de secciones transversales. Habiendo nivelado, primeramente, los trompos a cada 20 m con nivel fijo, enseguida se procedió al levantamiento de las secciones transversales con estación total.

El ancho de la franja por levantar, usualmente esta en función del ancho del río y deben cubrir el área requerida, de acuerdo con las características del proyecto y de cada sitio en especial. Estas secciones fueron normales a la línea de trazo, y en los puntos de inflexión (PI), en dirección de la bisectriz del ángulo formado por las dos tangentes; ellas están apoyadas sobre las cotas del perfil de la línea, que fueron determinadas a cada 20 m.

Con la nivelación del perfil de la línea y el seccionamiento que se realizó en el trazo de apoyo, se configura una franja que cubre el área necesaria, con curvas de nivel equidistantes a cada 0.5 m.

En resumen, se obtuvieron las secciones transversales del cauce, equidistantes a cada 20 m, así como al inicio y al final de cada curva e intermedias en donde el cauce presente cambios bruscos. Estas abarcaron una franja total de 80 metros incluyendo la zona del río y una franja de 20 metros en ambas márgenes después de los bordos; lo anterior se hizo con el fin de precisar el ancho necesario y suficiente para el proyecto.

Los datos de las secciones transversales se guardaron en la memoria electrónica de la estación total, una vez terminado estos, ellos se bajaron a una computadora y mediante el apoyo de los programas AUTOCAD y CIVILCAD se dibujaron a una escala horizontal de 1:200 y vertical de 1:200. Todas las secciones están referidas a la poligonal de apoyo e indicadas en la misma, así como el kilometraje, cota de referencia y márgenes del río; dichas secciones son normales al flujo. En la Fig 2.3 se muestran algunas de las secciones del cauce.

2.4 Nivelación diferencial para liga de bancos de nivel

Esta nivelación diferencial se utilizó para correr la nivelación del banco oficial al área de estudio y ligar bancos de nivel en forma local, específicamente se corrió la nivelación de bancos de nivel a lo largo del río San Lorenzo, esta se llevó a cabo mediante el método de doble altura, de aparato.

Se establecieron bancos de nivel como máximo a cada 500 m, ubicándose éstos a una distancia mínima de 30 m, medida en forma perpendicular al eje del trazo y referidos al cadenamiento del mismo. Estos bancos se establecieron en puntos fijos, notables e invariables como troncos, raíces de árboles, rocas, banquetas, etc. que se ubicarán fuera de la zona futura de trabajo. Se garantizó que los bancos permanezcan fijos, cuando esto no fue posible en lugar de ellos, se construyeron mojoneras de concreto.

Para la ejecución de este concepto se realizaron las nivelaciones diferenciales que se requirieron para ligar los bancos de nivel, con los trazos de proyecto o bien para ligar diferentes trazos de proyecto, llevándose por la ruta más corta.

Para la ejecución de estos trabajos se utilizó nivel fijo y estatal haciendo lecturas con aproximación de 1 (un) milímetro, aceptándose una tolerancia según la fórmula.

$$T_n = 10 d^{1/2} \quad (2.2)$$

donde

T_n tolerancia admisible, en mm

d distancia recorrida con la nivelación, en km

Así mismo, para cada banco de nivel se presenta una relación, en la que se indica la información siguiente:

- Número de banco
- Elevación
- Ubicación con respecto a la línea de trazo (kilometraje)
- Distancia al eje de trazo
- Lado en que se ubica (derecho o izquierdo)
- Tipo de banco establecido (monumento u objeto físico, indicándose sus características)

En la Fig 2.1, se muestran los bancos de nivel establecidos.

2.5 Monumentación de la poligonal de apoyo

La monumentación de los P.I., P.S.T y puntos importantes del trazo de apoyo cuando no se tuvieron puntos fijos notables como troncos, arboles, rocas, etc., se realizaron con mojoneras de concreto precoladas.

Se hizo la referenciación de todos los P.I. de la poligonal de apoyo, ubicando sobre el terreno natural puntos alineados en dos direcciones como mínimo cuya intersección permita la fácil y rápida localización del punto de inflexión en cuestión.

La distancia entre puntos alineados no fue necesariamente constante, ya que estuvo condicionada a las características topográficas del terreno, colocándose dichos puntos sobre monumentos de concreto y aceptándose excepcionalmente substituir los monumentos por sitios fijos confiables.

Los monumentos fueron de concreto en forma de pirámide truncada de 40 cm de altura; con base de 20 cm por lado y parte superior o remate de 10 x 10 cm, en la parte central de la pieza se ahogo verticalmente con el concreto una varilla de 3/8" de diámetro de treinta centímetros de longitud, sobresaliendo un centímetro de la superficie del remate. Los monumentos fueron fijados a base de mortero de cemento para cada P.I. referenciado, elaborándose el croquis de localización que contiene las distancias del punto de intersección a cada una de las mojoneras, el ángulo formado por cualquier subtangente del punto de intersección y la línea de las mojoneras. Los datos de referenciación de los P.I. se registraron en libretas de campo, con objeto de cotejar la exactitud de los trabajos. Se elaboró así mismo un croquis a escalas iguales en cada una de las referenciaciones realizadas, con el objeto de facilitar la localización posterior de los P.I.

2.6 Orientaciones astronómicas

Para obtener con precisión las direcciones de las líneas de los levantamientos y las posiciones geográficas de los diferentes puntos donde se trabaja, fue necesario, por su precisión, recurrir a las observaciones y cálculos astronómicos, como por el hecho que produce datos invariables. Las orientaciones se realizaron a cada 5 km, así como el principio y al final del trazo de apoyo. EL método utilizado es el de distancias zenitales, la determinación del azimut se realizó con una aproximación de \pm un minuto.

2.7 Planta topográfica

Con base en la información obtenida en los puntos anteriores, se dibujó la planta topográfica de la zona del cauce de la franja comprendida de acuerdo a la amplitud de las secciones transversales, utilizando para ello las recomendaciones en el punto 2.3.

En la planta topográfica se indica el eje del río, kilometraje de las secciones transversales, el sistema coordenado y la poligonal de apoyo, utilizada para obtener las secciones transversales. Dicha planta contiene curvas de nivel equidistantes a cada 0.5 m, dibujándose el plano general a escala 1:5000, indicándose además las confluencias de corrientes tributarias, descargas de agua, así como estructuras existentes y/o en proyecto. En la Fig 2.1 se muestra la planta topográfica.

2.8 Perfil longitudinal del cauce

Usando la información obtenida en los puntos anteriores, se obtuvo el perfil longitudinal por el eje del cauce del río, indicándose las elevaciones del fondo y márgenes y/o bordos existentes, descargas, estructuras, etc.; dibujándose un plano general a escala horizontal de 1:10,000 y vertical de 1:100, ver Fig 2.2.

2.9 Topografía de detalle

En la zona de descarga del río San Lorenzo al Lerma, así como de los diversos afluentes y estructuras especiales sobre el río; se obtuvieron y dibujaron plantas topográficas y secciones de detalle. A lo largo del río San Lorenzo, se identificaron 9 puentes vehiculares de los cuales el más importante es el del cruce con la carretera federal No. 36, mientras que los 8 restantes, no menos importantes, son puentes vehiculares que sirven de comunicación entre poblados asentados en ambas márgenes del río, además, se levanto el puente denominado La "Y" sobre el río Lerma.

Por otra parte, se levantaron tres entradas de agua a lo largo del río San Lorenzo, correspondiendo a dos afluentes sobre el mismo y uno, próximo a la descarga al río Lerma, proveniente de la cuenca del río El Arenal, en las Figs 2.1 y 2.2 se muestran los sitios especiales levantados.

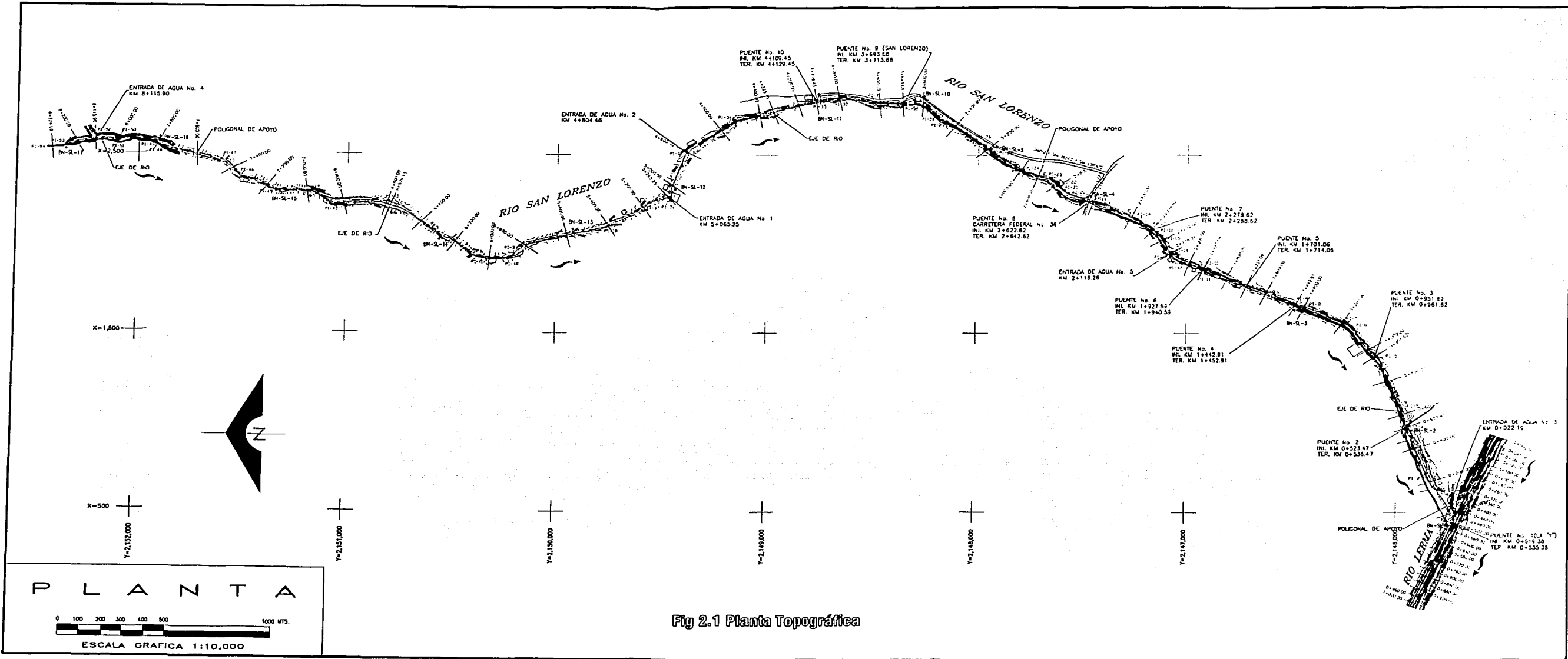


Fig 2.1 Planta Topográfica

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

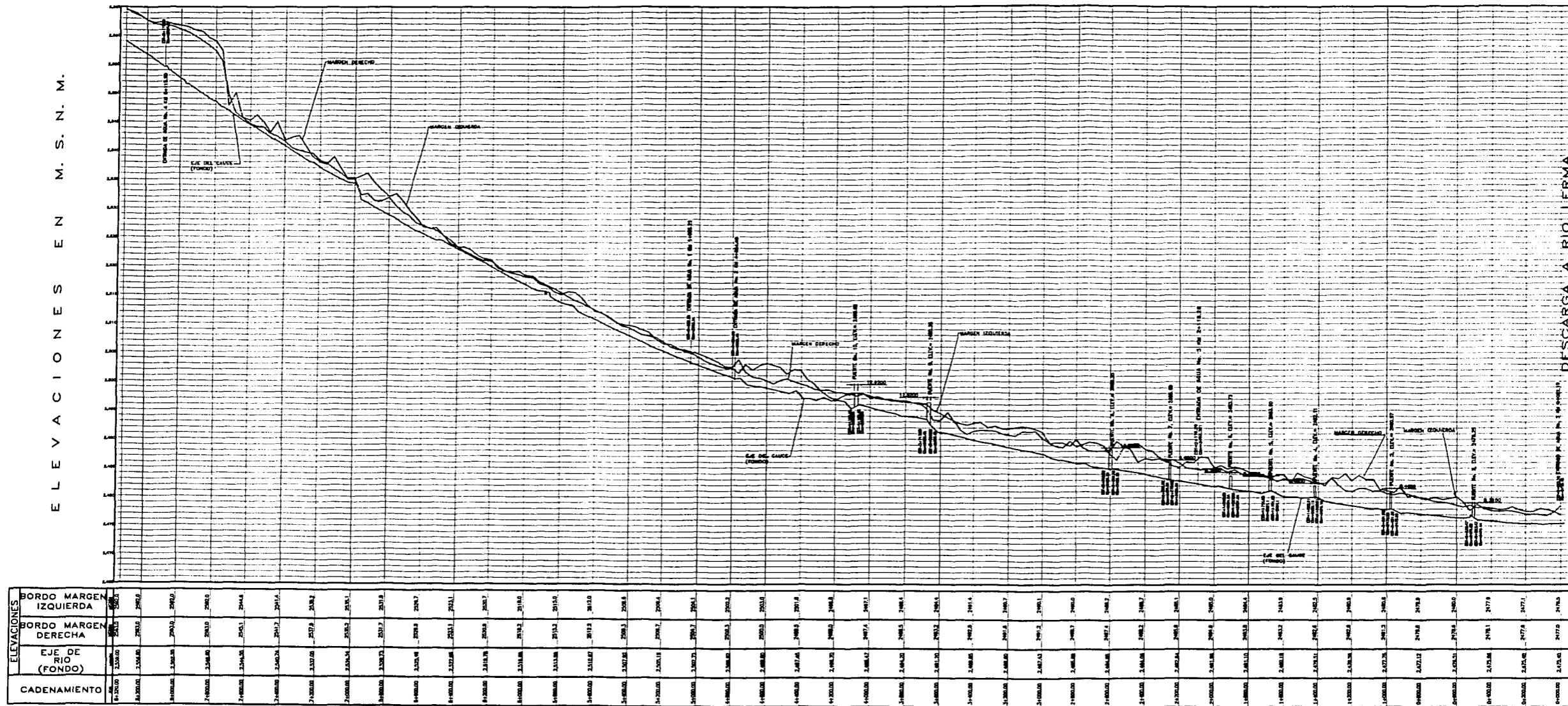


Fig 2.2 Perfil del fondo del cauce (Talweg)

ESCALA HORIZONTAL 1:10,000
ESCALA VERTICAL 1:250

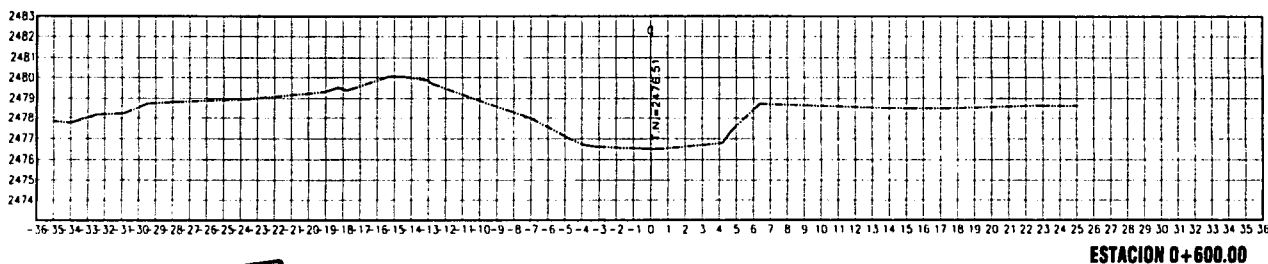
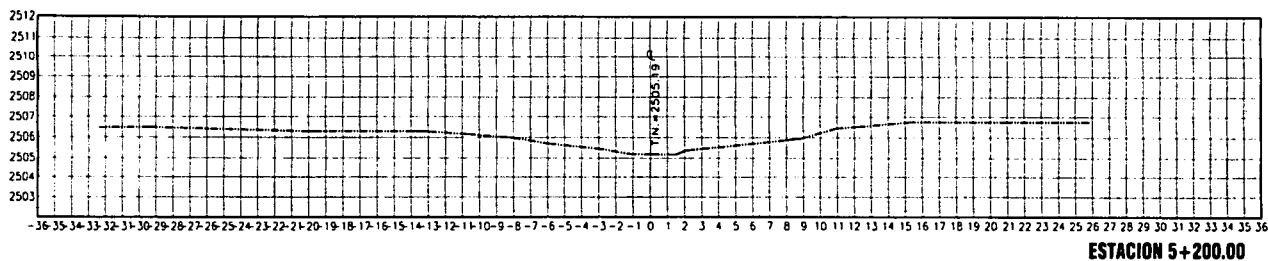
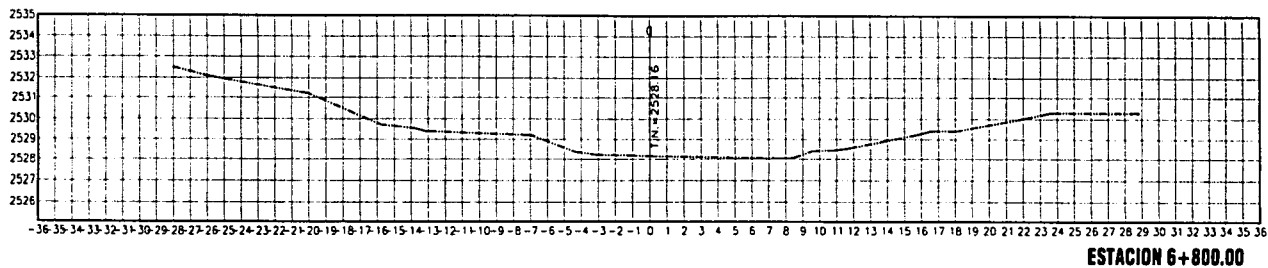


Fig. 2.3 Secciones transversales del cauce

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3. ESTUDIO DE GEOTÉCNIA

En este capítulo se menciona la importancia que tienen los estudios de Geotécnia en este tipo de obras, y se describen los estudios, pruebas y revisiones a realizar para diseñar una obra segura.

Las estructuras térreas (terraplenes, bordos) son las obras más usuales para evitar inundaciones, o bien para encauzar aguas fluviales; ello se debe a que los suelos y fragmentos de roca con que se les construye, son los materiales de construcción más abundantes y baratos, dado que son los que forman la corteza terrestre. El buen comportamiento de estas estructuras depende en gran medida de las propiedades físicas de los suelos y los fragmentos rocosos con que se les construye, así como de su adaptación a las condiciones geotécnicas de la cimentación sobre la que descansan.

Dada la diversidad de materiales y condiciones que pueden prevalecer a lo largo de un bordo, ya sea de encauzamiento, de rectificación de un cauce o para la protección de poblaciones, su estudio geotécnico exige conocimiento, buen juicio y experiencia.

Son puntos fundamentales para orientar correctamente al estudio geotécnico, el distinguir explícitamente el sitio de desplante del bordo, su altura aproximada, con conocimiento adecuado del entorno geológico y de los materiales disponibles, así como las consecuencias que implicaría su falla. La falla de un bordo puede causar daños en poblaciones ribereñas incluso muy superiores al costo de la propia estructura térrea; ello determina que no debe aceptarse un diseño de bordo en el que se permita que el agua sobrepase la corona, ya que ello representa el inicio de su destrucción. Por el contrario, en bordos de encauzamiento o rectificación del cauce en zonas que no están pobladas, podría ser un criterio de diseño sano el considerar el posible paso del agua sobre la corona, con la consiguiente erosión de ésta y de los taludes, la socavación del desplante e inclusive su falla. Se trata en este último caso de lo que se reconoce como un *bordo fusible*; esto es, una estructura en cuyo diseño se acepta explícitamente una probabilidad de falla mucho mayor que en el primer caso. Sin embargo, lo antes señalado deberá ponderarse aún estando en una zona no poblada, ya que la falla de un bordo ocasione daños económicos cuantiosos en una región agrícola o ganadera; cabría en este último caso realizar un análisis comparativo beneficios-costos del problema. Por tanto, la ubicación de esos *bordos fusible* deberá buscarse cerca de algún accidente topográfico a través del cual pueda canalizarse el agua.

3.1 Causas de falla

La falla de un bordo puede causar daños en poblaciones ribereñas que en muchas ocasiones resultan más costosas que las propias obras de protección. Por lo anterior, no debe permitirse que en su diseño el agua sobrepase la corona, ya que ello representa el inicio de su destrucción.

Entre las causas de falla que pueden ocurrir en un bordo se encuentran las siguientes (ver Fig 3.1)



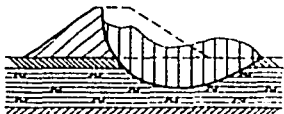
1



2

TUBIFICACIÓN

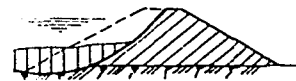
TESIS CON FALLA DE ORIGEN.



Durante la construcción



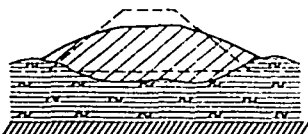
Durante la operación, condición de flujo establecido



Inestabilidad por vaciado rápido

3

INESTABILIDAD DE TALUDES



Asentamiento excesivo por presencia de suelos blandos

4



Asentamiento y agrietamiento por saturación

5

ASENTAMIENTOS



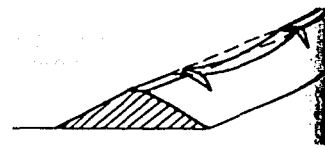
Pérdida de bordo libre

6



Erosión de taludes

7



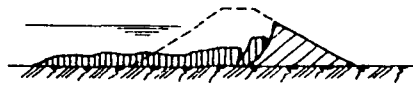
Agrietamiento transversal

8



Inestabilidad volumétrica

9



Licuefacción

10

Fig 3.1.- Esquemas de causas de falla de bordos (Mendoza, 1998)

1. Flujo excesivo y concentrado, ya sea a través del propio bordo por su cimentación, generando condiciones propicias para la erosión interna del suelo; esto es, se presenta el proceso de tubificación.
2. Generación de tubificación y de verdaderas brechas, debido a la presencia de arcillas dispersivas en el propio bordo o en su cimentación.
3. Inestabilidad de taludes debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante del suelo, en relación con cierta pendiente de los taludes y altura del bordo (construcción), las condiciones anteriores más las fuerzas de filtración (operación) en el talud de aguas abajo o, estas acciones (vaciado rápido) en el talud de aguas arriba.
4. Asentamiento excesivo relacionado con la carga impuesta por la estructura sobre una formación de suelos blandos.
5. Asentamiento excesivo y/o agrietamiento relacionado con la saturación de una formación arenosa o limosa parcialmente saturada en regiones semiáridas.
6. Pérdida de bordo libre favorecida por los puntos anteriores, además de la sobre-elevación del nivel del agua por alguna avenida de diseño.
7. Erosión de taludes debida principalmente al oleaje en el paramento de aguas arriba, y a lluvia en el de aguas abajo.
8. Agrietamiento transversal del bordo, como resultado de un cambio brusco en la compresibilidad y/o espesor de los materiales del subsuelo a lo largo del mismo.
9. Contracciones y expansiones excesivas cuando se tienen suelos expansivos, las que pueden generar agrietamiento y con ello vías de agua.
10. Licuación en depósitos arenosos sueltos, saturados y zona sísmica, sobre los que eventualmente se desplante un bordo.

La falla de taludes puede eliminarse con un diseño adecuado, así como en una construcción pertinente. La ocurrencia de este tipo de fallas tiene una mayor incidencia durante su construcción, además de que no es raro que exhiban un agrietamiento previo que alerte y avise de una falla inminente.

Por el contrario, las fallas realmente catastróficas son las asociadas a flujo incontrolado, erosión interna y tubificación, ya que suceden bajo condiciones de operación y muchas veces sin previo aviso varios años después. ***De aquí que la primera condición y la más importante que debe orientar el diseño de un bordo es excluir la posibilidad de falla por tubificación.***

En resumen el análisis, diseño y construcción de estas obras debe orientarse a evitar la ocurrencia de las fallas mencionadas, a continuación se dan los elementos y criterios para lograr este fin.

3.2 Investigación geotécnica en el sitio de desplante de los bordos y en los bancos de préstamo

Una vez definido con precisión el objetivo de la obra por construir, conocidos los niveles de aguas máximas, datos y planos topográficos, y realizada la investigación geotécnica tanto en el sitio como en él o los bancos de préstamo, se tienen ya los elementos necesarios para llevar a cabo el análisis de posibles diseños preliminares. El buen comportamiento de estas estructuras depende en gran medida de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos donde se desplantan y de los materiales con los cuales se construyen.

Esta investigación debe orientarse a la identificación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo sobre el que se cimentara la obra y a la búsqueda y selección de los materiales con que se construirá tal estructura, la cual, en general, comprende la secuencia de labores que se indican a continuación:

- 1) Descripción geológica y de las características físicas de los materiales del subsuelo del sitio y de los bancos de materiales.
- 2) Identificación y clasificación de los materiales (suelos y rocas), tanto en el sitio como en los posibles bancos de préstamo.
- 3) Determinación de propiedades índice.
- 4) Determinación o estimación de propiedades mecánicas. Para los materiales de la cimentación en condiciones inalteradas, y para los del banco en una condición compactada representativa.

3.2.1 Características geológicas de la zona

Distinguir si un suelo se ha depositado por la acción de agua (*aluvial*), viento (eólico) o hielo (glacial), o bien si es *residual* producto del intemperismo en el sitio, permite hacer hipótesis, por ejemplo, acerca de la homogeneidad del subsuelo, sobre la posible estratificación, etc. Con ello también es posible hacer un diagnóstico en relación con algunas propiedades de esos depósitos. Así, un depósito aluvial estratificado indicará posibles diferencias en la permeabilidad en direcciones horizontal y vertical. Por otra parte, con el conocimiento que se derive de esta inspección geológica se llegará a definir convenientemente la etapa exploratoria posterior del subsuelo. Debe tenerse presente que la mayor parte de las veces, por la ubicación de estas obras, no se contará con información geotécnica suficiente, por lo que el reconocimiento geológico resulta de la mayor relevancia para la solución conveniente del problema.

En principio, en depósitos de suelo se pueden clasificar, de acuerdo a su origen, en sitios de desplante de bordos u otras estructuras se encontrará con frecuencia el aluvial, en virtud de su cercanía a las corrientes de agua.

Por otra parte, es importante reconocer rasgos geológicos que afectan la estabilidad de

estas estructuras; por ejemplo, la existencia de una falla activa, taludes fallados, laderas en movimiento, localización de manantiales, fracturas o grandes cavidades (éstas en algunas formaciones calcáreas). Los derrumbes situados al pie de un talud, debe considerárseles de extraordinaria heterogeneidad, al igual que las formaciones volcánicas jóvenes, por lo que plantean serias dudas acerca de sus propiedades ingenieriles.

Así, si se distinguen depósitos de materiales orgánicos, deben preverse asentamientos tan grandes que podrían impedir el cumplimiento del objetivo del bordo. La presencia de suelos expansivos podrían, primordialmente en bordos de altura pequeña, provocar agrietamiento e inestabilidad.

Algunos métodos de exploración tradicionales son: 1) pozos y trincheras a cielo abierto. 2) posteadora y barreno helicoidal; 3) prueba de penetración estándar, 4) prueba de penetración de cono.

3.2.2 Programa de exploraciones

Una vez que se han llevado a cabo el reconocimiento físico tanto del sitio como los de los bancos de préstamo mediante un recorrido cuidadoso por los mismos, debe realizarse una campaña de exploraciones que ratifiquen, o en su caso rectifiquen, las apreciaciones iniciales; a la vez que se muestrean especímenes representativos para cuantificar propiedades de los materiales.

No es posible definir *a priori* el número, profundidad y localización de sondeos; debe partirse en todo caso de unos cuantos, atendiendo al criterio de Terzaghi (Mendoza, 1998), que orienten, de ser necesaria la ejecución posterior de etapas adicionales de exploración.

Para la cimentación de bordos ***se recomienda llevar la exploración del subsuelo, hasta una profundidad de por lo menos una y media veces la altura del bordo***; no obstante, si la cimentación está constituida por suelos blandos y se desea estimar convenientemente la magnitud de los asentamientos, se deberá explorar un espesor de por lo menos tres veces la altura del bordo.

Algunos de los métodos de exploración tradicional son los pozos y trincheras a cielo abierto, posteadora y barreno helicoidal, prueba de penetración estándar y prueba de penetración de cono.

3.2.3 Clasificación, identificación y descripción de los materiales

Las características de los materiales térreos están condicionadas por la proporción de sus componentes, siendo estos los granos o partículas minerales, agua y aire, o sean las fases sólida, líquida y gaseosa, la importancia de cada una de ellas, está en relación con su predominio e interacción con las demás. En suelos donde predominan partículas minerales pequeñísimas (arcilla) el agua que se encuentra en sus vacíos tiene un efecto

muy pronunciado sobre sus propiedades físicas y mecánicas; por el contrario, en suelos de granos gruesos (arena o grava) su tamaño, distribución de tamaños, dureza y forma, son propiedades más relevantes en su resistencia o deformabilidad, en cambio la presencia del agua tiene un rol de menor importancia.

En general, un material térreo o pétreo puede estar constituido francamente por un suelo (conjunto particulado de granos o partículas minerales que no exceden de 75 mm de tamaño, y que puede disgregarse por medios mecánicos de energía reducida, tal como el agitado en agua), un enrocamiento (conjunto de fragmentos rocosos con dimensiones superiores a los 75 mm), o incluso un macizo rocoso; sin embargo, debe tenerse presente que a menudo la naturaleza los ofrece como una mezcla de ellos. Así, los materiales que pueden encontrarse en el subsuelo de apoyo, o bien aquéllos susceptibles de aprovecharse en la construcción de un bordo o estructura semejante, se pueden distinguir atendiendo a su tamaño en tres grandes grupos.

SUELOS FINOS. Se trata de limos y arcillas, o sea, de aquellos suelos en donde predominan las partículas menores a 0.0074 mm (abertura de la malla 200).

SUELOS GRUESOS. Se trata de gravas y arenas, o sea, son suelos en donde predominan los granos de más de 0.074 mm (el tamaño más pequeño apreciado a simple vista) y de menos de 76.2 mm.

ENROCAMIENTOS. Se trata de fragmentos de roca de más de 76.2 mm formados naturalmente o inclusive triturados artificialmente.

En la Tabla 3.1 se muestran en número de malla y su abertura.

Tabla 3.1 Mallas y sus correspondientes aberturas (Vega y Arreguin, 1987)

Malla número	Abertura (pulg)	Abertura (mm)
	3.0	76.2
	2.0	50.8
	1.050	26.67
s/n	0.742	18.85
	0.525	13.33
	0.371	9.423
3	0.263	6.680
4	0.183	4.699
6	0.131	3.327
8	0.093	2.362
9	0.078	1.981
10	0.065	1.651
14	0.046	1.168
20	0.0328	0.833
28	0.0232	0.589
48	0.0116	0.295
60	0.0097	0.246
100	0.0058	0.147
150	0.0041	0.104
200	0.0029	0.0074

3.2.3.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema de clasificación de suelos empleado internacionalmente usado para el manejo de problemas geotécnicos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El cual está basado en la distinción de las propiedades de granulometría (tamaño y distribución de tamaños de granos y partículas) y/o de plasticidad (propiedad que exhiben las arcillas consistentes en su capacidad para sufrir deformaciones no recuperables sin agrietamiento o cambio volumétrico, al aplicar cierto esfuerzo) de los componentes de un suelo. Su principal ventaja consiste en que proporciona elementos para una rápida identificación de los suelos en el campo con fáciles exámenes visuales y manuales, a la vez que define su clasificación precisa, mediante ensayos sencillos de laboratorio; asimismo, es ventajoso por las correlaciones que se han establecido a través de la práctica, entre la clasificación y las propiedades mecánicas de interés para el ingeniero.

El sistema de clasificación divide a los suelos en dos grupos principales: Los suelos de granos gruesos y los de partículas finas. En la Tabla 3.2 se detallan las características que deben cumplir cada uno de estos suelos

Suelos Gruesos: Los constituyen las gravas (G, gravel) y las arenas (S, sand), se considera que un suelo es grueso si más del 50% de sus granos, en peso, quedan retenidos en la malla No. 200. La frontera entre las gravas y arenas está definida por la malla No. 4 (apertura de 4.76 mm). Se denomina grava si más del 50% de la fracción retenida en la malla No. 200, también se retiene en la malla No. 4; es una arena si más del 50% de dicha fracción, pasa la malla No. 4.

Tanto las arenas como las gravas se subdividen de acuerdo a su granulometría y a la combinación de ésta con las características plásticas de la fracción fina, si es que ésta está presente. Así, por ejemplo, para una grava sin finos (menos del 5 % pasa la malla No. 200) se distinguen las bien graduadas (GW) y las mal graduadas (GP); en caso de tener más de 12 % de finos, serían gravas limosas (GM) o gravas arcillosas (GC).

A diferencia de ciertos suelos típicos, algunos tienen características propias de dos grupos; para estos suelos se utilizan clasificaciones de frontera, reconociéndose entonces por el símbolo doble de los dos grupos; esto es por ejemplo (GP-GC). Esta situación pertenece al caso en que el porcentaje de finos está entre el 5 y el 12 % en peso.

Suelos Finos. Los constituyen los limos (M, del sueco Mo y Mjala) y las arcillas (C, clay). Se considera que un suelo es fino si más del 50% de sus partículas, en peso, pasa la malla No. 200. En estos suelos el agua intersticial influye considerablemente en su comportamiento mecánico e hidráulico; esto es tanto más cierto cuanto más activas son sus partículas minerales. Para cierto suelo y dependiendo de la cantidad de agua, éste puede tener los estados de consistencia siguientes: líquido (características de una suspensión o líquido viscoso), plástico (puede deformarse o moldearse rápidamente, sin sufrir agrietamiento o cambio de volumen), y semisólido (cuando presenta rebote elástico o se agrieta al deformarlo).



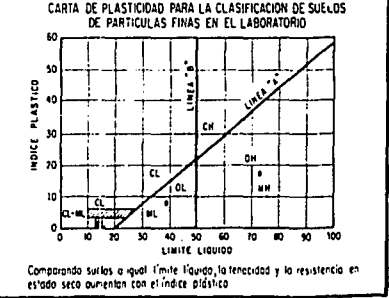
Tabla 3.2 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

PRINCIPALES TIPOS		PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3/4") y se basan las fracciones en pesos estimados)			SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla No. 200 (Ø)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios			GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguna	Dése el nombre típico, indiquese los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos no terzados, agregúese información con sobre estas fracciones: capacidad de retención de agua, coeficiente de humedad y características de drenaje.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW
		Predomina de un tamaño a intervalo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios			GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguna		
		Fracción fina poca o nada plástica (Para identificarla véase grupo ML)			GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		
		Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CL)			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		
		Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios			SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguna		
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Predomina de un tamaño a intervalo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguna	EJEMPLO: Arena limosa con grava, con 20% de grava de partículas otras angulosas y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fin de partículas redondeadas o subangulosas, contenido de 15% de limo no plásticas de baja resistencia en estado seco, compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial (SM)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
		Fracción fina poca o nada plástica (Para identificarla véase grupo ML)			SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		
		Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CL)			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
		Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios			SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguna		
		Predomina de un tamaño a intervalo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguna		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla No. 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No. 40						
		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al amanecer)	MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción en el agua)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)				
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Liga o ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, poca de roca, limos arcillosos o arcillosos levemente plásticos.	Dése el nombre típico, indiquese el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos no terzados agregúese información sobre la estructura, estratificación, consistencia local en estado húmedo como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje.	Límites de plasticidad abajo de la línea A a I_p menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I_p mayor de 7
		Medio a alta	Nula a muy lenta	Medio	CL	Arcillosos inorgánicos de baja a media plasticidad, limos con grava, arcillosos arcillosos, arcillosos limos, arenas pobres.		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Ligero a medio	Lento	Ligero	OL	Limos orgánicos y arcillosos limosos orgánicos de baja plasticidad	EJEMPLO: Limo arcilloso colé, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar; (less (ML))	Límites de plasticidad abajo de la línea A a I_p menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I_p mayor de 7
		Ligero a medio	Lento a nulo	Ligero a medio	MH	Limos orgánicos, limos meducos e diatomáceos, limos elásticos		
		Alto a muy alta	Nulo	Alto	CH	Arcillosos inorgánicos de alta plasticidad, arcillosos francos		
		Medio a alta	Nulo a muy lento	Ligero a medio	OH	Arcillosos orgánicos de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de plasticidad media		
		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

Úse la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo apropiadas, entre columna de identificación en el campo

Determinese las porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de limos (fracción que pasa la malla No. 200), los suelos serán clasificados como: SW, GP, GM, GC, SM, SC, SP, GP, GM, GC, SM, SC, SP, GP, GM, GC, SM, SC. Más de 12% - 5 a 12% - Coasta de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS
 G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresibilidad
 S-Arena C-Arcilla PI-Turba P-Mal graduado H-Alta compresibilidad



(*) Las fracciones de frontera - Los suelos que están las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo GW-GC mezcla de grava y arena bien graduada con contenido arcilloso.

La clasificación, según el SUCS, se basa en el contenido de agua de las fronteras o límites del estado de consistencia plástico. La evaluación de estos límites se realiza mediante pruebas convencionales en el laboratorio; en el campo, se pueden efectuar pruebas manuales para su identificación. El contenido de agua en la frontera entre el estado líquido y el plástico, se define como límite líquido, w_L . Similarmente, el que corresponde a la frontera entre los estados plástico y semisólido, se le denomina límite plástico, w_p . A la diferencia entre los límites líquido y plástico se le llama Índice plástico, PI, y determina el Intervalo del contenido de agua en el que el suelo se comporta plásticamente.

Para la clasificación de los suelos finos, se toman en cuenta los valores de w_L y del PI, atendiendo a su posición en la gráfica denominada Carta de Plasticidad, los que corresponden a las abscisas y ordenadas, respectivamente. Las arcillas caen arriba de la línea A, en tanto que los limos por abajo de ella. Los suelos finos se dividen en dos grupos: los de baja compresibilidad (poco cambio volumétrico bajo carga), y los de alta compresibilidad. La frontera entre ambos es la línea B de la carta de plasticidad. Los de baja compresibilidad tienen un $w_L < 50\%$, y se les identifica con la letra L (low) que acompaña a la letra correspondiente al nombre genérico del suelo; por ejemplo, CL indica una arcilla de baja compresibilidad. Los suelos de alta compresibilidad se les identifica con la letra H (high), ver Tabla 3.2.

De manera similar a los suelos gruesos, en los finos también existen materiales de frontera con características Intermedias entre limosas y arcillosas; cuando el suelo se ubique en la carta de plasticidad arriba de la línea A y un PI entre 4 y 7, le corresponde el símbolo doble CL-ML.

Por otra parte, algunos limos o arcillas tienen porcentajes reducidos de materia orgánica, que dan lugar a los suelos orgánicos OL y OH, los cuales caen abajo de la línea A de la carta de plasticidad. Adicionalmente, existe un grupo de suelos altamente orgánicos reconocidos como Pt (peat) los cuales son fácilmente identificables por su composición, olor, color, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa. No tienen tamaño específico de partículas, ya que se puede variar de dimensiones coloidales de varios centímetros, esto es debido por la descomposición de vegetales; la turba es un suelo típico de este grupo, este suelo es muy compresible y poco resistente, por lo que no debe usarse como material de construcción. De encontrarse en el cualquier subsuelo de cimentación, son de esperarse asentamientos muy considerables de estructura, además de que será necesario revisar particularmente sus condiciones de estabilidad, toda vez que la resistencia al esfuerzo cortante de la turba es muy baja.

Además, de la identificación y clasificación de los materiales de cimentación y préstamo, es de particular importancia describir objetivamente las condiciones que guardan in-situ, debe definirse su compacidad, en condiciones de drenaje, consistencia, humedad, etc. En la Tabla 3.3 se indican las características y calificativos específicos que permiten describir a los suelos, distinguiéndose la información requerida para suelos gruesos y finos; también la tabla incluye los datos que deben definirse siempre (XX) y los que son deseables (X).

Tabla 3.3 Descripción de los materiales térreos (Mendoza, 1998)

Característica	Descripción	(A)		(B)	
		(1)	(2)	(1)	(2)
Humedad	Seco	XX	XX	XX	XX
	Parcialmente saturado				
	Saturado				
Grado de compacidad	Suelto				
	Medio	XX		XX	
	Compacto				
Consistencia* de la fracción fina	Suave				
	Media		XX	x	XX
	Dura				
Disposición de las partículas minerales	Suelo homogéneo				
	Suelo estratificado**	XX	XX	X	X
	Suelo errático				
Contenido de materia orgánica	Nulo				
	Poco	XX	XX	XX	XX
	Alto				
Color	Definirlo	X	X	X	X
Tamaño máximo de partículas y porcentaje	Definirlos, incluyendo boleos	XX		XX	
Forma de los granos gruesos	Redondeada				
	Subredondeada				
	Subangular	X		X	
	Angular				
Dureza de los granos	Suaves				
	Medianamente duros	X		X	
	Duros				
Textura de los granos	Terso	X		X	
	Rugoso				
Nombre local y geológico	Definirlos	X	X	X	X
Nombre y clasificación del suelo	Definirlos de acuerdo con el SUCS	XX	XX	XX	XX

(A) En cimentaciones

(1) Suelo grueso

* En cimentaciones interesa en estado inalterado y remoldeado

(B) Como material de préstamo

(2) Suelo fino

** Anotar rumbo y echado

3.3 Diseño geotécnico de bordos

La ubicación de la obra esta sujeta a las condiciones topográficas del terreno. Un primer punto que debe establecerse es la altura del bordo o estructura de encauzamiento. El diseño geotécnico de esta obra requiere de la adecuación de su tipo, materiales y

construcción, a las características mecánicas del subsuelo donde se va a desplantar; para ingenierilmente asegurar esto, el procedimiento más sistemático a seguir, consiste en revisar que no ocurran las posibles fallas, señaladas en el subcapítulo 3.1. La mejor solución al problema planteado será aquella alternativa que sea más segura pero con el menor costo; para que esto ocurra, debe hacerse uso lo más eficientemente posible de los materiales de construcción cercanos.

Tomando en consideración las alturas usuales de los bordos (no superiores a los 10 m), como lineamiento general para el diseño de su sección transversal debe pensarse en las opciones siguientes (ver Fig 3.2):

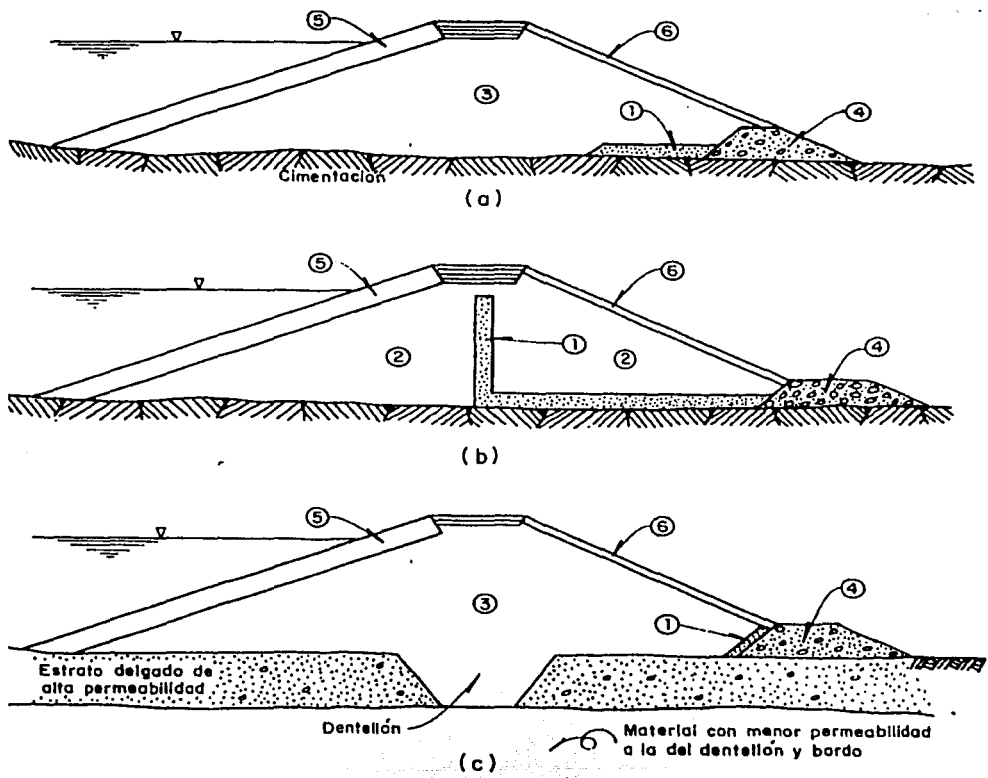
- Sección homogénea con filtro al pie del talud aguas abajo y protección contra oleaje en el paramento mojado (Fig. 3.2a).
- Sección homogénea con filtro central (chimenea) prolongado hacia el pie aguas abajo y protección contra oleaje en el talud húmedo (Fig. 3.2b).
- Sección homogénea empleando material de permeabilidad intermedia con dentellón del mismo material, y chapa de roca. El dentellón deberá interceptar los estratos más permeables para evitar posible flujo incontrolado y una eventual tubificación (Fig. 3.2c).

Atendiendo a lo antes señalado, los materiales que deben localizarse en los bancos de préstamo, serán primordialmente los clasificados como:

- **Gruesos contaminados o con finos**, los cuales constituirían el cuerpo del bordo aportando la impermeabilidad y resistencia necesarios.
- **Enrocamientos**, proporcionarían la protección superficial contra la erosión y oleaje.
- **Depósitos aluviales gruesos y limpios**, proporcionarían el elemento filtrante para el drenaje, a fin de atenuar las presiones de poro (presiones en el agua del material) durante la construcción, y conducir el flujo de agua durante la operación, al tiempo que se protege al material del cuerpo del bordo, ante una eventual arrastre por la filtración.

No serán deseables los suelos arcillosos blandos, debido a su inestabilidad volumétrica y posible agrietamiento; en efecto, debe recordarse que la obra estará sometida a los cambios estacionales de lluvia y sequía, propiciando fuertes contracciones y expansiones y, por tanto, la posibilidad de que se genere agrietamiento.

En caso de que deban emplearse suelos cohesivos muy plásticos, será indispensable cubrirlos con material de rezaga o suelos gruesos, y deberán proporcionarse elementos drenantes con filtros a fin de atenuar las presiones de poro.



- | | |
|---|--|
| ① Filtros (arena bien graduada, p e j) | ④ Filtro de grava o rezaga |
| ② Suelo impermeable (arena arcillosa, p e j) | ⑤ Chapa de enrocamiento |
| ③ Suelo de permeabilidad intermedia (arena limosa, p e j) | ⑥ Chapa de enrocamiento, cesped o losas de suelo - cemento |

Fig 3.2 Secciones transversales típicas de bordos de protección o encauzamiento (Mendoza, 1998)

Por otra parte, no deben permitirse materiales con alto porcentaje de limos o arenas finas (más del 90%), por los problemas muchas veces catastróficos de filtraciones excesivas, tubificación y licuación.

De manera general, se puede decir que los materiales más adecuados para las secciones transversales antes sugeridas **son las mezclas de arcilla, limo y arena, e inclusive grava, en proporciones semejantes**. Desde luego si estos suelos se encuentran por separado en bancos de préstamo diferentes, se deberá evaluar su posible uso por separado en zonas diferentes de la sección transversal.

3.3.1 Elevación de diseño de la corona

La elevación final de la corona del bordo estará determinada por el nivel del NAME, más la suma de los términos siguientes:

- 1.- Asentamiento del terraplén a largo plazo
- 2.- Sobreelevación del nivel del agua provocada por el viento. Si bien la dimensión de la corriente de agua en dirección perpendicular al bordo es reducida, también es cierto que su profundidad lo es, por lo que esta sobre elevación puede resultar significativa y debe cuantificarse.
- 3.- Altura de seguridad que cubra las incertidumbres e imprecisiones en las determinaciones anteriores y proporcione cierto margen de seguridad. Esta altura se tomará igual al mayor de los valores siguientes:
 - a) La altura de la ola determinada para la corriente en estudio
 - b) 60 cm

3.3.2 Verificación de la estabilidad

3.3.2.1 Revisión de los diseños preliminares

Para la verificación de la estabilidad de los taludes de un bordo de sección homogénea, se distinguen dos etapas:

- a) **La correspondiente a los análisis preliminares de diferentes alternativas**
- b) **La del diseño definitivo**

En la primera etapa es cuando se revisan diversas alternativas para las cuales inclusive no se dispone de determinaciones de propiedades mecánicas ni hidráulicas de los posibles suelos por emplear, podrá emplearse algunas gráficas en las cuales con solo conocer la clasificación SUCS de los suelos involucrados se indica la inclinación relativamente segura para los bordos homogéneos de alturas usuales; se toman en consideración las fuerzas de filtración que ocurren durante la operación del bordo.

incluyendo las que se generan por un descenso relativamente rápido del nivel de agua después del paso de una avenida, lo que sería equivalente a un vaciado rápido en una presa de almacenamiento; desde luego también se considera la resistencia al esfuerzo cortante representativa de los diversos grupos de suelo, así como su peso volumétrico, todo esto bajo condiciones de compactación.

Para la etapa de diseño definitivo de un bordo debe verificarse la estabilidad de sus taludes, recurriendo a análisis específicos del tipo de falla circular, por ejemplo usando el Método Sueco o el abaco de Taylor, o bien del traslacional, dependiendo de la estratigrafía, sección transversal del bordo y propiedades de los materiales involucrados. Además, hay que estudiar la estabilidad en diferentes condiciones de trabajo y operación, incluyendo la condición de fin de construcción y bajo acciones sísmicas, cuando sea el caso. Estos análisis requieren la determinación de las propiedades resistentes de los suelos, así como de los métodos teóricos para llevarlos a cabo.

3.3.2.2 Condiciones para las cuales hacer la verificación de estabilidad

Hay que tomar en cuenta que un bordo de encauzamiento está sometido a diferentes condiciones desde su construcción y durante su operación, que determinan acciones y resistencias variables con el tiempo, y consecuentemente factores de seguridad cambiantes con el mismo; por ello, deben distinguirse diferentes etapas críticas en la vida de un bordo, para establecer en particular el grado de seguridad ante la probabilidad de que ocurra una inestabilidad de los taludes. Las situaciones para las que se deberán verificar las condiciones de estabilidad de los taludes de bordos son las siguientes.

3.3.2.2.1 Condición a corto plazo o de fin de construcción

Esta condición es crítica para todo terraplén y se presenta al término de la construcción y corresponde a la etapa en la que se tiene un desarrollo máximo de la presión de poro (presión en el agua que ocupa los vacíos del suelo), provocada por el aumento de carga (peso propio del material del bordo) en un tiempo de construcción reducido. Esto último es tanto más cierto cuanto más impermeables sean los suelos (por ejemplo los arcillosos) ya que la rapidez de la construcción y la impermeabilidad del suelo provocan que no se disipe la presión de poro. **La situación anterior queda representada por condiciones no-drenadas de la resistencia al corte.**

3.3.2.2.2 Condición de operación con el nivel de aguas máximas extraordinarias

Esta situación ocurre cuando se alcanza el nivel máximo de la corriente de agua, lo que se supone sucede a largo plazo, una vez que se han disipado las presiones de poro provocadas por la construcción; consecuentemente imperan condiciones drenadas. **Las fuerzas de filtración que se generan por el flujo de agua del talud mojado hacia el**

seco, se deberán cuantificar mediante la red de flujo trazada para el caso, ésta deber involucrarse en el análisis de estabilidad.

3.3.2.2.3 Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida

Frecuentemente, ésta es una situación crítica para el talud de aguas arriba. Ocurre cuando el nivel de agua disminuye en unos pocos días y la presión en el agua del suelo dentro del talud no puede ajustarse de inmediato al nuevo nivel del agua y, por tanto, se genera entonces un flujo descendente hacia el talud y con ello fuerzas de filtración que colaboran a su posible inestabilidad, ya que tienen una dirección semejante a la de la eventual superficie de falla.

3.3.2.3 Aplicabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante

Para la verificación que se debe realizar, hay que involucrar las propiedades de resistencia apropiadas. La premisa que debe satisfacerse en los ensayos de laboratorio para determinarlas, es que deben cumplir y representar las condiciones de campo correspondientes, primordialmente en lo que se refiere a las condiciones de drenaje; esto es, respetar en el ensaye las condiciones drenadas o no drenadas que privan durante la aplicación del esfuerzo cortante.

La determinación del factor de seguridad deberá hacerse, ya sea en término de esfuerzos totales o en término de esfuerzos efectivos, según la condición de que se trate como se describe a continuación.

3.3.2.3.1 Condición a corto plazo o de fin de construcción

El análisis se hace en término de esfuerzos totales (no se maneja de manera explícita la presión de poro, suponiendo que la que se genera en el ensaye es igual a la que ocurre en el campo, para un mismo estado de esfuerzo), involucrando la **resistencia aparente**, c_u (lo es, porque la resistencia verdadera es la definida en término de esfuerzos efectivos, mediante la cohesión efectiva y el ángulo de fricción interna). Se involucran esfuerzos totales, por lo que en los geoestáticos deben considerarse los pesos volumétricos totales.

El parámetro que define esta resistencia es la cohesión aparente c_u la cual se determina mediante pruebas de compresión simple en especímenes compactados con el contenido de agua óptimo, empleando el patrón de compactación Proctor estándar. Alternativamente, podrán usarse ensayos triaxiales no-consolidados no-drenados (UU). El factor de seguridad admisible es 1.4.

3.3.2.3.2 Condición de operación a largo plazo

Con el nivel de aguas máximas extraordinarias, se empleará el análisis en término de

esfuerzos efectivos, involucrando la resistencia efectiva en función de la cohesión efectiva, c' y el ángulo de fricción interna, ϕ' . Para la determinación de estos parámetros se recurre a las pruebas triaxiales drenadas en especímenes compactados como en el caso anterior, pero previamente saturados, siendo el factor de seguridad admisible de 1.5.

3.3.2.3.3 Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida

Esta situación corresponde a una condición transitoria de flujo no establecido, que puede analizarse en término de esfuerzos efectivos, involucrando los parámetros de resistencia que se obtengan de ensayos triaxiales consolidados no-drenados (CU). Los esfuerzos efectivos actuantes durante esta situación se determinarán tomando en cuenta las presiones en el agua derivadas del trazo de la red de flujo correspondiente. Las presiones hidráulicas estarán definidas por las líneas equipotenciales de dicha red; así, por ejemplo, en un punto situado en una superficie potencial de falla, se tendrá una presión del agua equivalente al nivel piezométrico de la curva equipotencial que pasa por ese punto. Esta presión del agua es la de poro total, con la condición de que el suelo esté previamente consolidado por su peso propio (condición a largo plazo). Para esta condición el factor de seguridad admisible es de 1.25.

3.3.2.4 Métodos de análisis de la estabilidad de taludes

3.3.2.4.1 Método sueco o de las dovelas

El método se basa en dos suposiciones principales:

- Una es que la superficie de deslizamiento es cilíndrica y, por tanto, su traza con el plano en el que se realiza el análisis, es un arco de circunferencia
- La otra es la determinación por tanteos del círculo crítico.

Aún cuando el problema es estáticamente indeterminado, la discretización de la masa deslizante mediante dovelas y la introducción de ciertas hipótesis simplificadoras, lo permiten tratar estáticamente. El factor de seguridad asociado a una posible superficie de falla como la mostrada en la Fig 3.3 se calcula con la expresión siguiente:

$$FS = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (N - U) \tan \phi']}{\sum W' \sin \alpha} \quad (3.1)$$

donde

U fuerza ejercida por la presión de poro, u , sobre la base de cada dovela

N fuerza total actuante en la base de cada dovela

N' fuerza efectiva sobre la base de una dovela, $N' = N - U$

W' peso efectivo de cada dovela

El método se puede usar ya sea en término de esfuerzos efectivos, que es el caso formulado en la ecuación anterior, o en término de esfuerzos totales, para cuyo caso se emplea la expresión siguiente:

$$FS = \frac{\sum [c_u b \sec \alpha + N \tan \phi_u]}{\sum W \sec \alpha} \quad (3.2)$$

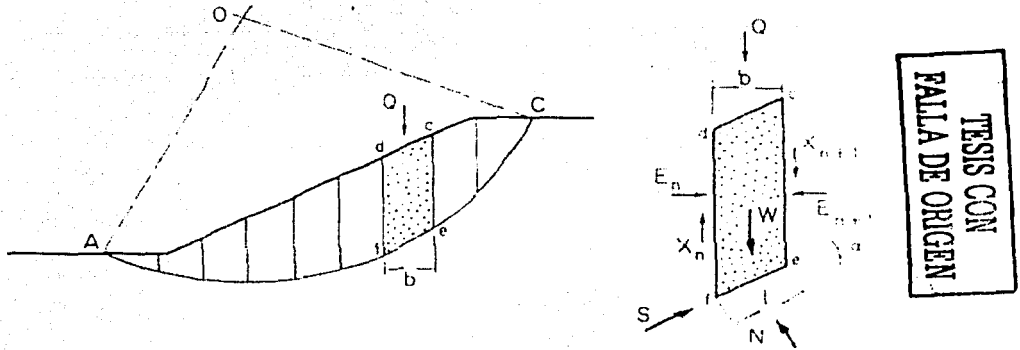


Fig 3.3 Análisis de estabilidad de taludes por el método sueco (Mendoza, 1998)

3.3.2.4.2. Gráficas de Taylor

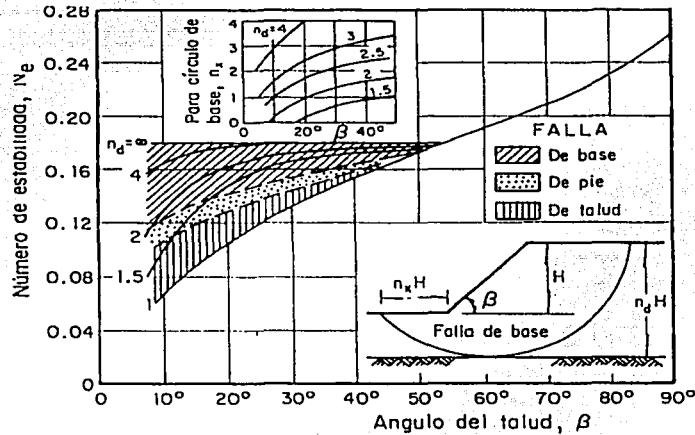
D.W. Taylor elaboró gráficas que evitan la labor de tanteos, ver Fig 3.4; en ellas se relacionan los valores del ángulo del talud β con el parámetro adimensional denominado **Número de Estabilidad** y que reconocemos como Ne. Estos ábacos de estabilidad son válidos únicamente para análisis en término de esfuerzos totales y para taludes cohesivos homogéneos.

El factor de seguridad ligado con un talud de altura H, peso volumétrico total γ_m y resistencia aparente c_u , está dado por la ecuación siguiente:

$$FS = \frac{c_u}{N_c \gamma_m H} \quad (3.3)$$

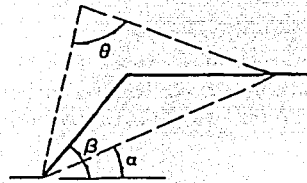
En la Fig 3.4a se presenta el ábacó de Taylor aplicable a materiales arcillosos para los que el ángulo de fricción aparente ϕ_u es cero. El número de estabilidad depende únicamente del ángulo del talud β y del factor de profundidad, n_d , el cual es el cociente entre la altura que va de la corona del talud al estrato duro y resistente del subsuelo más próximo a la superficie, y la altura H del talud. Las fallas de pie (aquéllas que tocan el pie del talud) ocurren para todos los taludes con ángulos mayores a 53° . Para

ángulos del talud $\beta < 53^\circ$ existen tres posibilidades de falla, dependiendo del valor de n_d ; cuando n_d es 3 ó más, ocurrirá una falla de base cuya superficie de falla pasará tangente al estrato duro y cuyo centro caerá justo en la vertical que pasa por la parte media del talud, para valores de n_d , entre 1 y 3, puede presentarse en una falla en la base, una de pie o una falla por el talud, dependiendo del valor del ángulo de éste.

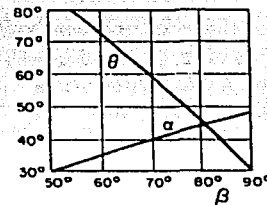


a) Abaco para la obtención de N_e

TEJIS CON
 FALLA DE ORIGEN



b) Centro de círculo crítico de pie



c) Angulos para localizar círculo crítico de pie

Fig 3.4 Abaco de Taylor para un talud homogéneo con su cimentación y con suelo cohesivo-friccionante (Mendoza, 1998)

Para las fallas de base es posible localizar el círculo crítico, atendiendo a los valores del adimensional n_x que aparece en la Fig 3.4a. La localización del centro del círculo crítico para el caso de fallas de pie es posible hacerlo con los ábacos de las Figs 3.4b y 3.4c.

Para los suelos que en condiciones no drenadas presentan cohesión y fricción aparentes, como es el caso de materiales compactados no saturados, se cuenta con un ábaco en el que el número de estabilidad sólo es función del ángulo del talud, ver Fig 3.5.

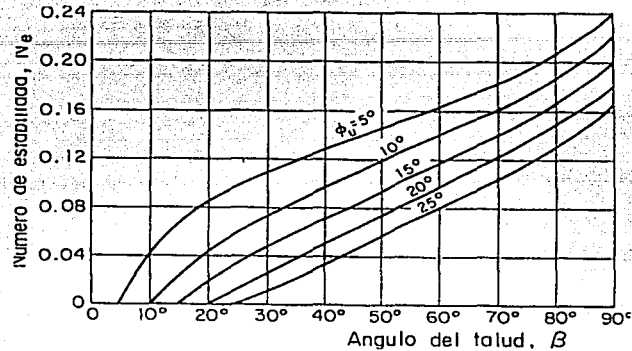


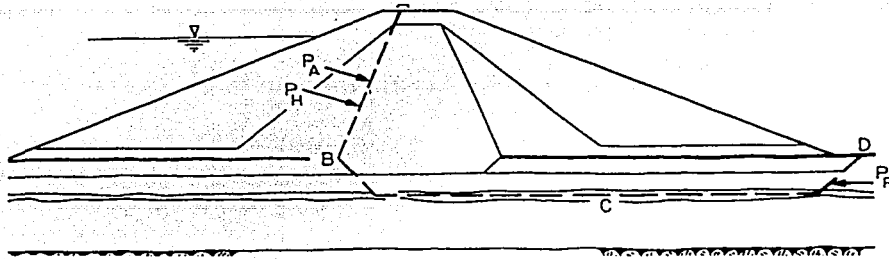
Fig 3.5 Abaco de Taylor para un talud con suelo puramente arcilloso y homogéneo con su cimentación (Mendoza, 1998)

3.3.2.4.3 Análisis por inestabilidad traslacional

En ocasiones, la presencia de estratos blandos cercanos a la superficie, son causa de que la falla ocurra mediante un movimiento traslacional a lo largo de esos planos de debilidad, en vez de uno rotacional a través de superficies curvas.

Seleccionada una posible superficie de falla, el factor de seguridad asociado a ella se determina como el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en el sistema. Así por ejemplo, en el caso analizado en la Fig 3.6 es posible imaginar el mecanismo de falla mostrado por la presencia de un estrato arcilloso blando en la formación aluvial que sustenta al bordo mostrado. Por la zonificación de su sección transversal (nótese que tiene respaldos permeables y un núcleo central impermeable) y ante la ocurrencia de un ascenso rápido del nivel de agua, entonces las fuerzas actuantes serían los empujes hidrostático y activo del respaldo aguas arriba. La fuerza resistente en la superficie BCD sería el producto de su área por la resistencia no drenada c_u del estrato arcilloso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



P_A = Empuje activo; P_H = Empuje hidrostático; P_F = Fuerza resistente
Fig 3.6 Análisis de una posible falla traslacional (Mendoza, 1998)

3.3.3 Revisión de las condiciones de flujo de agua

3.3.3.1 Permeabilidad

Henry Darcy realizó trabajos de investigación relacionados con el flujo de agua a través de medios porosos, característica que tienen precisamente los materiales térreos con los que se construyen bordos de encauzamiento y otras obras afines y encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = k A i \quad (3.4)$$

donde

Q gasto, en cm^3/s

k constante de proporcionalidad, conocida como coeficiente de permeabilidad, en cm/s

A área total de la sección infiltrada, en cm^2

i gradiente hidráulico o pérdida de carga hidráulica, Δh , por unidad de longitud, L; esto es, $\Delta h/L$; adimensional

La carga hidráulica por el flujo de agua en una sección transversal infiltrada está determinada por la expresión siguiente

$$\begin{aligned} \text{Carga hidráulica} &= \text{Carga de posición} + \text{Carga de presión} + \text{Carga de velocidad} \\ h &= y + P/\gamma_w + v^2/2g \end{aligned} \quad (3.5)$$

En casos prácticos del flujo de agua en suelos, la carga de velocidad ($v^2/2g$) es despreciable (v , rara vez es mayor que 0.2 m/s, por lo que la carga de velocidad es en general menor de 0.002 m) y, por tanto, la ecuación de la energía se reduce a:

$$y_1 + \frac{P_1}{\gamma_w} = \frac{P_2}{\gamma_w} + y_2 + \Delta h \quad (3.6)$$

donde: Δh es la pérdida de carga hidráulica entre las secciones 1 y 2, debida a la viscosidad del agua y a la tortuosidad del flujo a través de los poros del suelo.

El coeficiente de permeabilidad puede interpretarse físicamente como la velocidad de descarga correspondiente a un gradiente hidráulico unitario.

Las variables que afectan al coeficiente de permeabilidad de los suelos de manera más importante son la micro y macro-estructura, la estratificación, la relación de vacíos, la temperatura, y el grado de saturación.

La permeabilidad de un suelo se determina en el laboratorio o en el campo. En el primer caso, debe contarse con muestras inalteradas representativas y ensayarse en un permeámetro ya sea de carga constante (hasta arenas limosas con valores de k mayores de 10^3 a 10^4 cm/s) o bien en uno de carga variable, que se emplearía para suelos cohesivos con valores de k menores a los antes señalados. Asimismo, para una estimación preliminar de k en suelos granulares del tipo de arenas finas, puede recurrirse a la ecuación de Hazen que toma en cuenta su granulometría; la expresión es la siguiente:

$$K \text{ (en cm/s)} = C D_{10}^2 \quad (3.7)$$

en donde D_{10} es el diámetro efectivo expresado en centímetros (diámetro para el que 10% del total en peso, es de dimensiones menores en la curva granulométrica); C es una constante de proporcionalidad con valores entre 100 a 150.

Un procedimiento simple para una estimación gruesa de la permeabilidad de un suelo en el campo, es realizando un pozo a cielo abierto, llenarlo con agua y apreciar la velocidad de descenso.

3.3.3.2 Flujo de agua

Para fines prácticos, el flujo de agua que pasa a través de un bordo, puede considerarse aproximadamente bidimensional, por lo que es posible analizar una sección transversal del bordo con ancho unitario; la ecuación que rige el estudio del flujo establecido es la de Laplace. La solución de esta ecuación usando las condiciones de frontera apropiadas, da la variación de la carga hidráulica y, por tanto, la dirección del escurrimiento, en todo punto de la zona de flujo. En la práctica, la solución de la ecuación se obtiene utilizando un procedimiento gráfico, el cual consiste en el trazo de dos familias de curvas mutuamente ortogonales: una de dichas familias está constituida por las curvas de igual carga hidráulica o **líneas equipotenciales** y la otra por las **líneas de corriente o de flujo**; a esta gráfica se le conoce como red de flujo. La solución gráfica exige primeramente la determinación de las diversas fronteras del dominio o zona de flujo, mismas que se describen enseguida:

a) Una frontera impermeable;

A través de este tipo de frontera el agua no puede fluir. La línea BC en la Fig 3.7, es

un ejemplo de frontera impermeable, ya que la permeabilidad de la roca o el suelo debajo de AD es despreciable en comparación con la del suelo que constituye la estructura.

b) Frontera agua-suelo infiltrado, que es una línea equipotencial

En la Fig 3.7 esa frontera está representada por las líneas BE y CG. Como la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presiones se considera hidrostática en las fronteras agua-suelo infiltrado. En un punto cualquiera de ellas, por ejemplo el punto P sobre la frontera BE, la carga de presión es $(h_1 - y)$ y la carga de posición es y , considerando como nivel de referencia el horizonte AD. En cualquier punto sobre la frontera BE la carga hidráulica total es $(h_1 - y) + y = h_1$, por lo que corresponde a una línea equipotencial.

c) Frontera línea superior de flujo

En la Fig 3.7, la línea EF separa, dentro de la misma masa del bordo, la zona de flujo BEFGC de la porción de suelo que teóricamente no es infiltrado por el agua que fluye de aguas arriba a aguas abajo.

d) Frontera línea de descarga libre.

La línea FG en la Fig 3.7 es una frontera de este tipo. En ella, como en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición. La línea FG no es una línea de flujo, aunque tampoco es una equipotencial; es simplemente una cara de descarga libre.

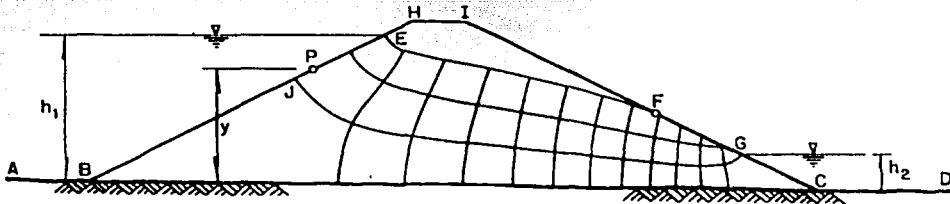


Fig 3.7 Flujo no confinado a través de un bordo homogéneo (Mendoza, 1998)

3.3.3.2.1 Trazo de la red de flujo

El trazo de una red de flujo comprende en la práctica los pasos siguientes:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, así como la definición de las condiciones específicas de frontera, atendiendo a lo antes señalado.

2. Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera. Las líneas de flujo deben trazarse de tal manera que no se crucen entre sí, y que definan líneas sin cambios bruscos de curvatura; esto también es válido para las líneas equipotenciales. Deberá buscarse que en los cruces de las líneas se definan ángulos rectos, y la red, aproximadamente se forme con cuadrados.

El gasto por ancho unitario en la zona infiltrada determinada por la red de flujo, se estima con la expresión siguiente:

$$Q = kh \frac{n_f}{n_e} = khF_f \quad (3.8)$$

donde

- n_f/n_e factor de forma (F_f) de la red de flujo
- n_f número de conductos en la red de flujo, que resulta igual al número de líneas de flujo (incluidas las fronteras) menos uno
- n_e número de caídas de carga hidráulica en la red de flujo; esto es, el número de equipotenciales (incluidas las fronteras) menos uno
- h carga hidráulica que se pierde en el sistema ($h_1 - h_2$) en el ejemplo de la Fig 3.7)

3.3.3.2 Gradiente de salida

Como se ha señalado anteriormente, el gradiente hidráulico dentro del dominio de flujo es el cociente de la pérdida de carga hidráulica entre dos puntos y la distancia que los separa. Como entre curvas equipotenciales sucesivas se pierde la misma carga hidráulica Δh , el gradiente es tanto mayor cuánto menor es la distancia entre ellas; esto es, donde se tienen los cuadros más pequeños en la red de flujo. De particular interés es el gradiente en la salida del flujo, ya que no es extraño que sea ahí precisamente donde se tengan los mayores gradientes; por tanto, se deberá cuantificar el gradiente de salida, i_w , definiendo el valor de $\Delta h = h / n_e$, y midiendo con la escala respectiva la distancia media que separa las equipotenciales en la salida de la red de flujo.

Cuánto mayor es el gradiente, mayores son las fuerzas de filtración asociadas, las que eventualmente podrían generar la erosión interna de los suelos, consistente en el arrastre progresivo de las partículas, cuando el peso de éstas y su resistencia a ser removidas son insuficientes para equilibrar tales fuerzas. Estas consideraciones exigen la mayor atención a fin de evitar el posible inicio del proceso retrógrado de tubificación; finalmente, este fenómeno conecta el cuerpo de agua retenido, con el talud o pie seco, con lo que prácticamente se pierde el bordo.

3.3.3.2.3 Fuerzas de filtración

Se trata de fuerzas másicas que dependen del gradiente hidráulico. Las fuerzas de filtración se desarrollan en la dirección del flujo, de tal forma que si éste es vertical ascendente en la salida, la fuerza de filtración actuará hacia arriba. Dichas fuerzas, asociadas a cierto volumen V , se evalúan con la expresión siguiente:

$$J = \gamma_w i V \quad (3.9)$$

En la zona donde ocurre la salida del flujo y si está limitada por una superficie horizontal, la fuerza efectiva debida al peso propio de volumen sumergido actúa hacia abajo, y vale:

$$(\gamma_t - \gamma_w) V = \gamma' V \quad (3.10)$$

en donde γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo.

3.3.3.3 Riesgo de tubificación

Cuando el gradiente hidráulico i_v en la salida horizontal es suficientemente grande, la fuerza de filtración J en la misma dirección ascendente del flujo, puede igualar o exceder el peso sumergido del material superficial; cuando ello ocurre se inicia el fenómeno conocido como tubificación, anulándose los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia cortante del suelo. El valor del gradiente hidráulico a partir del cual se inicia la tubificación se conoce como gradiente crítico y se estima como:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.11)$$

Una medida del factor de seguridad contra tubificación es:

$$(FS)_{ub} = \frac{i_c}{i_v} \quad (3.12)$$

cuyo valor debe ser por lo menos de 4.

Los materiales que resultan más susceptibles a la tubificación son aquéllos que por su tamaño, forma y características mineralógicas no ofrecen resistencia al flujo; éstos son típicamente suelos como los limos, que poseen partículas muy pequeñas y, por tanto, de poco peso, así como en su conjunto no exhiben cohesión.

3.3.3.4 Control de flujo de agua

Deben hacerse los análisis relacionados con el flujo de agua a través del cuerpo del bordo y de la cimentación para evitar daños en la estructura.

El objetivo de este subinciso consiste en que el flujo del agua se realice bajo condiciones controladas, así como disponer de elementos filtrantes en la sección. Este requerimiento es tanto más importante en la medida que el flujo ocurra a través de suelos limosos, ya sea en el bordo mismo o en la cimentación; estos materiales son los más susceptibles de sufrir arrastre de sus partículas por el agua (erosión interna). Los filtros o drenes impiden la tubificación originada por las fuerzas de filtración, permitiendo el paso libre del agua y reteniendo las partículas susceptibles al arrastre.

Los filtros tienen que llenar ciertos requisitos para lograr su adecuado funcionamiento. Deben permitir el paso libre del agua que fluye a través del suelo que protege el filtro; esto es que resulten mucho más permeables que el suelo que protegen y por otra parte, sus oquedades deben ser tan pequeñas que impidan que las partículas del suelo pasen a través de él. Estas funciones son contradictorias con relación a la granulometría del filtro ya que por un lado se exige que los diámetros de sus poros sean lo suficientemente grandes para permitir el paso libre del agua y por otro, que éstos sean reducidos para impedir el paso de las partículas del material por proteger. Para resolver este problema se ha encontrado conveniente seguir las reglas empíricas propuestas por Terzaghi y Casagrande (Mendoza, 1998), que relacionan características granulométricas del material del filtro y del suelo por proteger y son las siguientes:

$$D_{15(\text{filtro})} \leq 5D_{85(\text{suelo})} \quad (3.13)$$

$$D_{15(\text{filtro})} \geq 5D_{15(\text{suelo})} \quad (3.14)$$

donde

D_{15} tamaño para el cual el 15% en peso del material total del filtro, tienen diámetro menor o igual a ese

D_{85} tamaño para el cual el 85% en peso del material total del suelo por proteger, tienen diámetro menor o igual a ese

D_{15} tamaño para el cual el 15% en peso del material total del suelo por proteger, tienen diámetro menor o igual a ese

El material del filtro debe ser de buena graduación y contener menos de 5% de la fracción que pasa la malla No. 200. En la Fig 3.8 se muestran granulometrías del filtro que satisfacen los requerimientos anteriores para ciertas granulometrías del suelo por proteger. Estas especificaciones, garantizan que la permeabilidad del filtro sea por lo menos veinte veces mayor que la permeabilidad del material protegido, con lo cual se permite un buen escurrimiento a través del filtro; por otra parte, garantizan que las partículas finas del filtro sean retenidas por los granos mayores del mismo. En caso de juzgarse conveniente construir un filtro con varias capas, los materiales de cada una de ellas debe satisfacer las condiciones antes señaladas con respecto a las de la capa precedente.

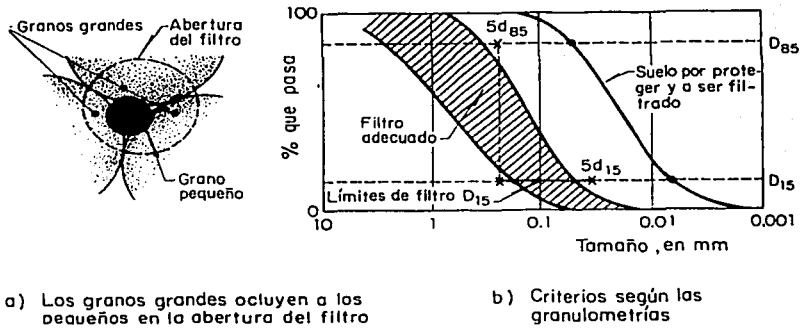


Fig 3.8 Granulometrias aceptadas para filtro (Mendoza, 1998)

3.3.4 Estimación de deformaciones

Como en cualquier obra de ingeniería, el diseño de un bordo debe asegurar no sólo su estabilidad, sino conservar las deformaciones dentro de límites aceptables tales, que no impidan el cumplimiento de su objetivo. Se expusieron las verificaciones para ingenierilmente asegurar su estabilidad, en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Así mismo, se mencionaron los análisis relacionados con el flujo de agua que deben efectuarse para evitar daños al bordo. Otro aspecto que requiere atención es la cuantificación de los asentamientos posibles que sufrirá el bordo con el tiempo.

En general, las deformaciones que sufra la corona de un bordo compactado no serán motivo de preocupación a menos que esté desplantado sobre arcillas o suelos blandos, que como resultado del peso impuesto por la estructura sufran asentamientos diferenciales importantes. La estimación de estas deformaciones es necesaria para definir el tamaño del bordo libre, tal como se señaló anteriormente.

El asentamiento del bordo depende del peso propio del mismo y de la compresibilidad del subsuelo de cimentación, considerando en ello que el cambio volumétrico de los materiales del propio bordo es reducido. Estos asentamientos se estiman a partir de la determinación de la compresibilidad de los estratos deformables, así como de la obtención de los incrementos de esfuerzo vertical en el subsuelo, los cuales se pueden obtener de la Fig 3.9. Dichos incrementos se deben considerar hasta una profundidad de por lo menos 3 veces la altura del bordo. Los asentamientos se pueden estimar con la expresión siguiente:

$$\delta = \sum_{i=1}^{n \text{ estratos}} \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}} \Delta H_i = \sum_{i=1}^{n \text{ estratos}} \frac{a_i}{1 + e_{0i}} \Delta \sigma_i \Delta H_i \quad (3.15)$$

donde

Δe_i decremento de la relación de vacíos debido al incremento de esfuerzo en la parte media de cada estrato i susceptible de sufrir consolidación, atendiendo a su curva de compresibilidad.

e_{0i} relación de vacíos inicial del estrato compresible i

ΔH_i espesor del estrato compresible i

a_v coeficiente de compresibilidad que resulta la pendiente de la curva de compresibilidad (escala natural)

$\Delta \sigma_z$ incremento de esfuerzo vertical a la profundidad, debido al esfuerzo p aplicado por un terraplén cuyo ancho de talud es a , y semicorona, b .

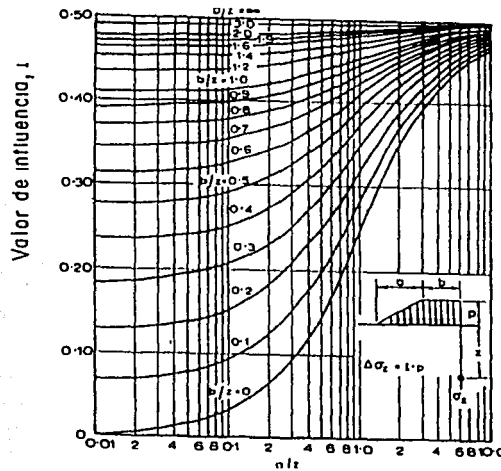


Fig 3.9 Carta de influencia para el cálculo del incremento neto de esfuerzo vertical a profundidad, bajo el centro de un terraplén (Mendoza, 1998)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RECEIVED
FEB 11 1944
U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
WASHINGTON, D. C.

4. ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RÍO SAN LORENZO, ESTADO DE MÉXICO

4.1 Características fisiográficas

Se describen las principales características fisiográficas que condicionan el comportamiento hidrológico de una cuenca hidrológica, la cual funciona como un gran colector que recibe las precipitaciones y las transforma en escurrimientos. Esta transferencia se realiza con pérdidas (infiltración, retención por la cubierta vegetal, etc.) y es una función bastante compleja que depende de numerosos factores, entre los que predominan el clima y la configuración del terreno, en el cual se desarrollan los fenómenos hidrológicos; los índices y magnitudes físicas de la cuenca expresan en términos simples los valores medios de ciertas características del terreno, ya que juegan un papel muy importante y rigen las condiciones de su régimen hidrológico.

Las principales características fisiográficas que se obtendrán serán: área de la cuenca de aportación, pendiente media del cauce principal, tiempo de concentración y el coeficiente de escurrimiento. Para realizar esto para el río San Lorenzo se utilizará la carta topográfica del INEGI No. E14A38 escala 1:50,000.

4.1.1 Área de la cuenca

Se define como cuenca hidrológica a la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en esa área es descargado a través de una salida única.

En la Fig 4.1 se observa la delimitación de la cuenca del río San Lorenzo, identificándose claramente el parteaguas de ella y que circunscribe un área de 13.30 km².

4.1.2 Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce principal se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

La pendiente media del cauce principal se calcula con el criterio de Taylor-Schwartz, la cual esta dada por la expresión siguiente:

$$S = \left[\frac{l_1}{S_1} + \frac{l_2}{S_2} + \frac{l_3}{S_3} + \dots + \frac{l_n}{S_n} \right] \quad (4.1)$$

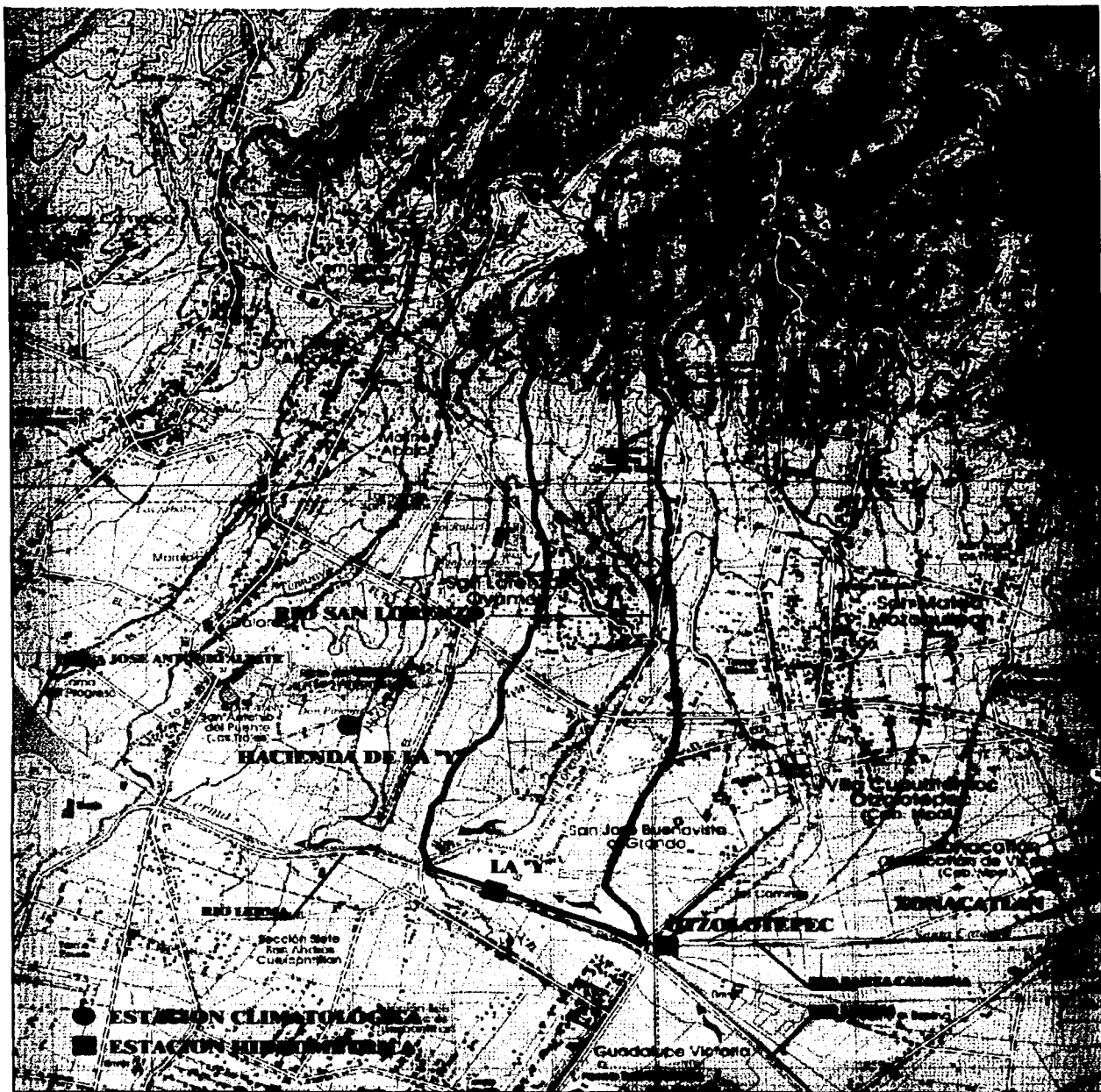


Fig 4.1 Cuenca del río San Lorenzo, Edo. de México (zona en estudio)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde

L longitud del cauce principal, en m

l_n longitud del tramo "n", en m

S_n pendiente del tramo "n", adimensional

S pendiente media del cauce principal, adimensional

Aplicando la expresión anterior, en la Tabla 4.1 se muestra el cálculo de la pendiente media del cauce principal:

Tabla 4.1 Pendiente media del río San Lorenzo, Estado de México

TRAMO (M)		ELEVACIÓN (M)		DISTANCIA (m)	ALTURA	S	$S^{0.5}$	$l/S^{0.5}$
INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					
0+000	0+200	2,565.00	2,570.00	200.00	5.00	0.0250	0.1581	1,264.91
0+200	2+112	2,570.00	2,574.32	1,912.00	4.32	0.0023	0.0475	40,224.44
2+112	2+812	2,574.32	2,577.89	700.00	3.57	0.0051	0.0714	9,801.96
2+812	3+018	2,577.89	2,580.00	206.00	2.11	0.0102	0.1012	2,035.45
3+018	4+560	2,580.00	2,588.00	1,542.00	8.00	0.0052	0.0720	21,408.27
4+560	4+750	2,588.00	2,590.00	190.00	2.00	0.0105	0.1026	1,851.89
4+750	4+880	2,590.00	2,594.00	130.00	4.00	0.0308	0.1754	741.11
4+880	5+340	2,594.00	2,598.36	460.00	4.36	0.0095	0.0974	4,724.91
5+340	5+650	2,598.36	2,600.00	310.00	1.64	0.0053	0.0727	4,262.07
5+650	6+200	2,600.00	2,610.00	550.00	10.00	0.0182	0.1348	4,078.91
6+200	6+800	2,610.00	2,620.00	600.00	10.00	0.0167	0.1291	4,647.58
6+800	7+450	2,620.00	2,630.00	650.00	10.00	0.0154	0.1240	5,240.47
7+450	8+045	2,630.00	2,640.00	595.00	10.00	0.0168	0.1296	4,589.61
8+045	8+246	2,640.00	2,646.50	201.00	6.50	0.0323	0.1798	1,117.73
8+246	8+441	2,646.50	2,650.00	195.00	3.50	0.0179	0.1340	1,455.52
8+441	9+615	2,650.00	2,700.00	1,174.00	50.00	0.0426	0.2064	5,688.75
9+615	10+212	2,700.00	2,750.00	597.00	50.00	0.0838	0.2894	2,062.89
10+212	11+209	2,750.00	2,800.00	997.00	50.00	0.0502	0.2239	4,452.03
11+209	11+290	2,800.00	2,812.00	81.00	12.00	0.1481	0.3849	210.44
SUMA (L)				11,290.00 m				119,858.94
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (S)								0.008872521
PENDIENTE DEL CAUCE (%)								0.89

4.1.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración asociado con cualquier tramo a analizar, se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio de interés. De acuerdo a esta definición si se presenta una lluvia de intensidad constante, distribuida uniformemente en el área de aportación, al inicio del proceso solamente aportarán escurrimientos al tramo bajo análisis las zonas más cercanas a él, pero poco a poco, el área de aportación se incrementará hasta que cuando la duración de la lluvia alcance el tiempo de concentración, contribuya toda el área, con un gasto igual al de diseño. Si la lluvia

mantiene una duración mayor al de concentración, la descarga se mantendrá hasta que la lluvia cese.

Para definir el valor de la altura de lluvia de diseño, de acuerdo con el modelo de tormenta planteado, se requiere conocer cual es la duración de la tormenta que se va analizar, para ello, dado que el gasto de escurrimiento adquiere su máximo valor (gasto de pico), cuando el tiempo de tránsito del escurrimiento es igual al tiempo de concentración (t_c), por lo que es común aceptar que la duración de la tormenta sea igual al t_c .

En la práctica, es muy difícil calcular con precisión el tiempo que tarda el agua en escurrir por la superficie hasta llegar a los puntos de estudio, existen diversas expresiones que permiten estimar dicho tiempo, entre ellas destacan, por ejemplo, las de Rowe, Kirpich y Chow.

Ecuación de Rowe (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = \left[\frac{0.87 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (4.2)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
H desnivel entre el punto más alejado y la salida, en m
L longitud entre los dos puntos mencionados, en km

Ecuación de Kirpich (Aparicio, 1999)

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.3)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
S pendiente media del cauce principal, adimensional
L longitud del cauce principal, en m

Ecuación de Chow (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = 0.0050 \left[\frac{L}{S^{0.5}} \right]^{0.64} \quad (4.4)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
S pendiente media del cauce principal, en %
L longitud del cauce principal, en m

Usando los datos de las variables que intervienen en las ecuaciones anteriores, se obtienen los resultados siguientes:

Tabla 4.2 Tiempo de concentración

MÉTODO	t_c (h)
ECUACION DE ROWE	1.87
ECUACION DE KIRPICH	2.64
ECUACION DE CHOW	2.03

En este trabajo de los tres valores se tomara como tiempo de concentración para la cuenca del río San Lorenzo, el estimado por la ecuación de Kirpich, por ser el criterio generalmente usado en el medio.

4.1.4 Coeficiente de escurrimiento

La parte de la precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se le conoce como "pérdida".

A la altura de precipitación que resulta de restar la total menos la debida a las pérdidas de precipitación se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo. Los criterios más usados para calcular las pérdidas son: coeficiente de escurrimiento, índice de infiltración media y número de escurrimiento (ver cap. 4.8.2.4).

El coeficiente de escurrimiento C , se define como el cociente del volumen del escurrimiento directo (V_{ED}) entre el volumen total de lluvia (V_{LL}), es decir:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (4.5)$$

Cuando la superficie de la cuenca de drenaje está constituida por diferentes tipos de cubierta, este coeficiente se obtiene en función de las características de cada porción como un promedio pesado, es decir, se tiene que:

$$C = \frac{C_1 A_1}{A_c} + \frac{C_2 A_2}{A_c} + \frac{C_3 A_3}{A_c} + \dots + \frac{C_i A_i}{A_c} \quad (4.6)$$

donde

- C_i coeficiente de escurrimiento i que corresponde al A_i , adimensional
- A_i área i , en km^2
- A_c área de la cuenca, en km^2

Los valores de C_i se obtienen en función del tipo de cubierta que tenga la

superficie, ver Tabla 4.3, así mismo, para el caso específico de la cuenca del río San Lorenzo, y en base a la Fig 4.1, se obtuvieron las áreas y coeficientes de escurrimiento siguientes.

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 2.26 \text{ km}^2 \\
 C_1 &= 0.35 \text{ (unifamiliares)} \\
 A_2 &= 11.04 \text{ km}^2 \\
 C_2 &= 0.25 \text{ (Suelos arcillosos escarpados, 0.07 o más)} \\
 A_c &= 13.30 \text{ km}^2
 \end{aligned}$$

Sustituyendo estas cantidades en la ec 4.6 se calcula el coeficiente de escurrimiento de la cuenca del río San Lorenzo.

$$C = \frac{0.35 \times 2.26 + 0.25 \times 11.04}{13.30} = 0.27 \text{ (27\%)} \quad (4.7)$$

Tabla 4.3 Valores del coeficiente de escurrimiento C (Fuentes y Franco, 1999)

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espacios	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias(0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

El uso del índice de infiltración media esta en función de la información de las lluvias y sus correspondientes escurrimientos.

4.2 Recopilación y análisis de información

Se recopiló toda la información hidrométrica y climatológica cercanas a la zona en estudio, luego se revisó y analizó con la finalidad de incorporar al trabajo solo aquella que pudiera tener una influencia directa dentro del mismo, evitando en todo momento la incorporación de información que no tuviera relación con el objetivo que se estaba planteando.

Las fuentes de consulta que comúnmente se utiliza son las siguientes:

- Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)
- Extractor Rápido de Información Climatológica (ERIC)
- Servicio Meteorológico Nacional
- Boletines Hidrológicos de la Región No. 12, Alto Lerma
- Cartas topográficas escala 1:50,000 (INEGI)
- Carta de uso de suelo escala 1:50,000 (INEGI)

Específicamente la información disponible, recopilada y analizada consistió en lo siguiente:

- Lluvias máximas en 24 h
- Gastos máximos anuales
- Avenidas Máximas

La información de **lluvias máximas en 24 h** se utilizará en los modelos lluvia-escurrimiento, para determinar los gastos de diseño sobre el río San Lorenzo para el dimensionamiento de las obras de protección, mientras que los **gastos máximos anuales** se utilizarán para obtener los niveles máximos sobre el río Lerma, el cual, como se vera más adelante, juega un papel muy importante en el efecto de remanso que le provoca este al río San Lorenzo.

En la Fig. 4.2, se muestran todas las estaciones hidrométricas y climatológicas próximas a la zona en estudio, seleccionándose solo aquellas que tienen influencia, las cuales se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Estaciones hidrométricas y climatológicas con influencia en la zona de estudio

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA	PERIODO DE REGISTRO	ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	PERIODO DE REGISTRO
Temoaya	1961-1986	La "Y"	1943-2001
La Y	1961-2000	Puente Carretero II	1942-1970
Xonacatlán	1981-1986		
Mimiapan	1961-2000		
Chapulhuac	1969-1982		

Así mismo en la Fig. 4.3 se muestran las corrientes principales y sus estaciones hidrométricas, mientras que en la 4.1 se muestra la cuenca del río San Lorenzo.

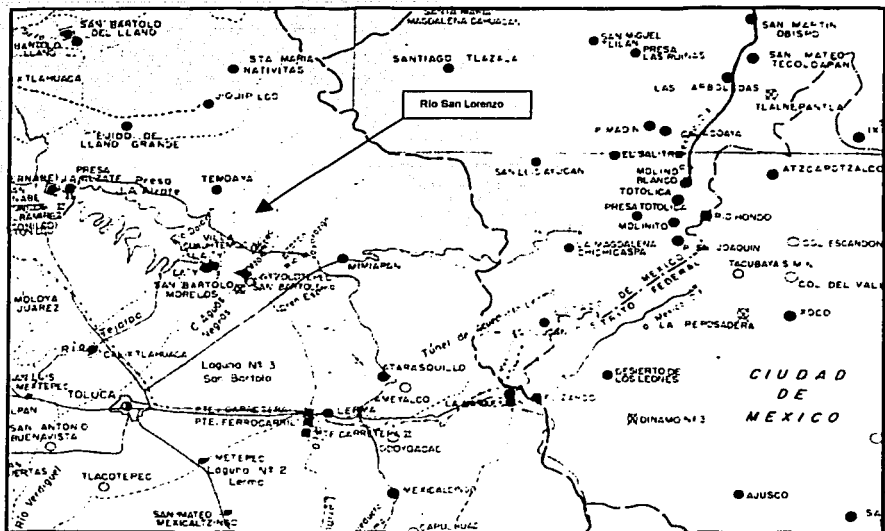


Fig 4.2 Estaciones climatológicas e hidrométricas (SRH, 1972)

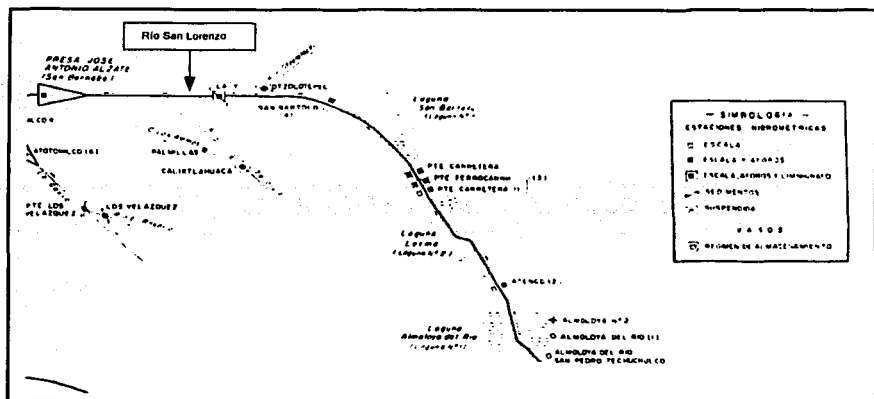


Fig 4.3 Corrientes principales de la región y sus estaciones hidrométricas (SRH, 1972)

Por otra parte, en las Tablas 4.5 y 4.6 se muestran los registros históricos de gastos máximos anuales y lluvias máximas en 24 h, respectivamente, a cada uno de ellos se les obtuvo la media (\bar{X}), varianza (S^2), desviación estándar (S), coeficiente de asimetría (g) y coeficiente de curtosis (k). Esto sirve para ir identificando las características de las lluvias y los escurrimientos que se presentan en la zona de estudio.

Así mismo, estos estadísticos son números que por sí mismos dan una descripción aproximada de la forma en que se distribuyen los valores de la muestra, así la media nos indica el valor que es típico o representativo del conjunto de datos, la varianza y desviación estándar indican el grado en que los registros tienden a extenderse alrededor de la media, una dispersión pequeña indica que los datos se encuentran acumulados cercanamente, por ejemplo alrededor de la media aritmética. El coeficiente de asimetría o sesgo mide el grado de asimetría o falta de asimetría de una distribución, si la curva de frecuencias de una distribución tiene una cola más larga a la derecha del máximo central que a la izquierda, se dice que la distribución está sesgada a la derecha o que tiene sesgo positivo, si es al contrario se dice que está sesgada a la izquierda o que tiene sesgo negativo.

Existen algunos años donde no se encontró información, ello se analizará más adelante, donde se mencionan algunas técnicas que existen en el medio para completar los registros.

También se buscó información pluviográfica, con el fin de conocer las características de las lluvias para su aplicación en algunos de los modelos para la determinación de los gastos de diseño, sin embargo no se dispone de este tipo de datos. Debido a lo mencionado no será posible determinar el índice de infiltración medio.

4.3 Análisis de frecuencia de información climatológica e hidrométrica

La finalidad de este subcapítulo consiste en determinar la avenida de diseño que puede llegarse a presentarse en la zona de estudio, la elección es función del costo, beneficio y riesgo aceptado.

Para determinar esta avenida es necesario realizar el análisis de frecuencia de lluvias y después aplicando un procedimiento de relación lluvia-escurrimiento, se calcula la avenida.

Generalmente, la lluvia se define mediante tres variables: **altura o lámina, duración y frecuencia**; la primera es la precipitación total ocurrida para un cierto tiempo llamado duración de la tormenta, la que se expresa en mm y la otra en h o min; la frecuencia se expresa por el período de retorno de la lluvia o intervalo de recurrencia, el que se define como el tiempo promedio en años en el cual el evento puede ser, en promedio, igualado o excedido por lo menos una vez.

Tabla 4.5 Registros históricos de gastos máximos anuales (m³/s)

AÑO	ESTACION HIDROMÉTRICA	
	LA "V"	PUENTE CARRETERO
1942		
1943	19.70	
1944	19.50	10.87
1945	13.44	11.01
1946	16.78	10.32
1947	24.80	12.90
1948	15.94	11.90
1949	8.48	
1950	14.82	4.66
1951	22.00	6.33
1952	23.48	5.77
1953	14.64	3.52
1954	19.17	5.06
1955	22.56	7.04
1956	22.89	4.69
1957	7.05	
1958	24.40	7.73
1959	20.87	6.84
1960	33.47	4.68
1961	26.96	7.66
1962	32.61	6.96
1963	33.30	
1964	22.30	3.31
1965	31.10	5.60
1966	31.75	4.10
1967	27.60	8.80
1968	20.40	8.97
1969	24.96	11.20
1970	21.00	6.98
1971	27.60	7.12
1972	15.92	4.23
1973	28.00	7.59
1974	18.92	5.14
1975	26.61	5.55
1976	25.80	7.63
1977	15.80	4.63
1978	24.01	8.80
1979	17.10	5.26
1980	25.24	3.05
1981		9.53
1982	9.19	1.74
1983		7.66
1984	19.55	4.56
1985	22.02	7.71
1986	25.94	
1987	19.26	
1988		
1989		
1990	9.90	
1991		
1992		
1993		
1994		
1995	12.16	
1996	10.84	
1997	9.74	1.43
1998	14.33	22.49
1999	13.73	
2000	7.87	5.18
2001	10.61	5.87
media	20.12	7.02
varianza	60.38	12.92
desv. estándar	7.10	3.59
coef. asimetría (g)	-0.02	1.96
curtosis (k)	-0.77	7.08

Tabla 4.6 Registro histórico de precipitación máxima en 24 h (mm)

AÑO	ESTACION CLIMATOLÓGICA				
	CAPULHUAC	LA Y	MIMIAPAN	XONACATLAN	TEMOAYA
1961		75.70	47.50		41.40
1962		62.60	56.50		37.50
1963		46.50	26.00		30.50
1964		31.60	39.00		56.50
1965		46.20	39.00		38.50
1966		36.20	40.00		32.00
1967		65.80	45.00		38.50
1968		53.70	32.40		41.50
1969	32.00	47.40	40.00		41.00
1970	35.00	36.20	38.50		55.00
1971	55.00	35.10	46.00		37.50
1972	100.00	35.50	64.50		50.50
1973	38.00	39.90	29.00		30.00
1974	38.00	44.50	36.00		57.50
1975	40.00	72.80	62.50		46.50
1976	33.00	42.20	39.50		75.00
1977	31.00	37.10	31.00		37.00
1978	40.00	33.50	45.70		32.50
1979	42.00	47.20	28.60		46.50
1980	35.00	37.20	59.10		44.50
1981	57.00	28.20	47.10	15.90	28.50
1982	24.00	33.20	59.50	50.20	86.00
1983		32.60	57.00	95.20	28.00
1984		33.20	53.80	30.00	42.00
1985		33.70	51.50	21.30	34.00
1986		80.00	44.10	5.40	70.00
1987		16.80	46.90		
1988			51.10		
1989		15.50	25.80		
1990		15.00	38.60		
1991		72.00	54.00		
1992		33.50	42.00		
1993			41.00		
1994			26.70		
1995		54.50	32.40		
1996		32.50	60.40		
1997		45.00	35.50		
1998		41.50	53.80		
1999		42.00	34.50		
2000		41.00	52.00		
2001					
media	42.86	42.62	43.84	36.33	44.55
varianza	347.05	248.02	117.46	1059.61	215.13
desv. estándar	18.63	15.75	10.84	32.55	14.67
coef. asimetría (g)	2.49	0.71	0.11	1.43	1.37
curtosis (k)	7.24	0.41	-0.93	1.97	1.64

Una forma de expresar lo anterior en forma gráfica es por medio de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno, en ellas se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a las variables mencionadas. Generalmente, se emplean **dos métodos** para obtener las curvas mencionadas.

A) Fórmulas empíricas: Una variante de lo mencionado consiste en utilizar la intensidad en lugar de la precipitación y a partir de estos se definen cuatro formas básicas de ecuación para describir la relación intensidad de lluvia-duración, que son las que se muestran en la Tabla 4.7; hay que recordar que la intensidad de lluvia se define como el cociente de la lámina de lluvia entre un intervalo de tiempo. Todas las ecuaciones son empíricas y describen el decrecimiento de la intensidad de lluvia con la duración para un periodo de retorno dado. Los parámetros que aparecen en cada una de las fórmulas pueden ser obtenidos aplicando el método de mínimos cuadrados.

Tabla 4.7 Tipos de ecuaciones para definir la relación intensidad de lluvia-duración

TIPO	ECUACIÓN	PARÁMETRO DE LA ECUACIÓN
I	$i = a_1/(d+b_1)$	a_1, b_1
II	$i = a_2/d^{c_2}$	a_2, c_2
III	$i = a_3/(d+b_3)^{c_3}$	a_3, b_3, c_3
IV	$i = a_4/(d^{c_4}+b_4)$	a_4, b_4, c_4

B) Análisis de frecuencias: Se emplean funciones de distribución de probabilidad univariadas y multivariadas. La diferencia entre ambas está en el hecho de que en las primeras no se toma en cuenta el suceso de otros sitios, ya que están basadas en registros de una estación; en cambio en las otras se considera la información que una o varias estaciones pudieran proporcionar, con lo cual es posible mejorar la estimación de los eventos de diseño. En la Tabla 4.8 se muestran algunas de las distribuciones de probabilidad de los dos tipos mencionados.

Tabla 4.8 Distribuciones de probabilidad

UNIVARIADA	BIVARIADA
NORMAL	MODELOS DIFERENCIALES
EXPONENCIAL	MODELO LOGÍSTICO
LOGNORMAL(2 Y 3 PARÁMETROS)	MODELO MEZCLADO
GAMMA (2 Y 3 PARÁMETROS)	MODELOS NO DIFERENCIALES
VALORES EXTREMOS TIPO I (GUMBEL)	MODELO BIEXTREMO
GENERAL DE VALORES EXTREMOS	MODELO GUMBEL
GUMBEL MIXTA	MODELO NATURAL

En particular, en este trabajo, para calcular las curvas $i-d-Tr$, se usa a las **distribuciones de probabilidad univariadas**, tanto para las precipitaciones máximas en 24 h, como para

los gastos máximos anuales, ya que son métodos comúnmente usados en el medio y que arrojan resultados satisfactorios. Lo mencionado se hizo utilizando el programa AX.EXE, elaborado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), el cual ajusta distintas funciones de probabilidad a la muestras de datos y calcula el error estándar entre lo pronosticado con el ajuste y lo medido.

Las funciones de probabilidad que están contenidos en el programa mencionado son las siguientes: Normal, Log-normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel. Los métodos para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son: por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y Gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros.

Como se ha mencionado anteriormente, el análisis de frecuencia de las **lluvias máximas en 24 h** se utilizará en los modelos lluvia-escorrentía para determinar los gastos de diseño sobre el río San Lorenzo, mientras que los **gastos máximos anuales** se utilizarán para obtener los niveles máximos sobre el río Lerma.

Para realizar el **análisis de frecuencias** se siguió el procedimiento siguiente

1 Análisis de la información

Antes de comenzar a procesar la información hidrométrica y climatológica, es necesario analizar la calidad de la información con el objeto de identificar datos extraños en los registros históricos que se salgan de los estándares de la zona, esto es, que existan datos muy por arriba de los máximos registrados. Para esto, antes de eliminar dichos valores, deberá analizarse la información de las estaciones vecinas, si estas registran la misma tendencia ello significara que los datos son verídicos, en caso contrario deberán eliminarse.

Lo anterior es muy importante, ya que se han encontrado diversos errores en el procesamiento de la información, y será aun más grave que una vez que se tengan los eventos de diseño se encuentre que estos no concuerdan con la realidad debidos a la calidad de la información utilizada.

Del análisis de la información (Tablas 4.5 y 4.6) se observa que todos lo registros son congruentes por lo que no hubo necesidad de eliminar valor alguno.

El segundo paso consiste en complementar los datos faltantes de los registros, esto en nuestro país es bastante frecuente hacerlo y se debe a una gran variedad de causas, por ejemplo, debido a desperfectos en el equipo de medición, por enfermedad o sustitución del encargado de las observaciones, por interrupciones debidas a limitaciones presupuestales, etc.

En general, los datos faltantes son estimados en base a los registros de las estaciones cercanas (Medrano, 1996) , o bien, en base al propio registro. En este caso, dado que los datos faltantes son pocos, con relación al tamaño del registro, y además sus estadísticos.

(\bar{X} , S^2 , S , k , g) se mantienen en el mismo rango, se complementa con la media del registro histórico.

En las Tablas 4.9 y 4.10 se muestran los registros históricos ya completos, como se observa, los datos que estaba faltantes en la estación hidrométrica la "Y" fueron los que corresponden a los años: 1981, 1983, 1988, 1989, 1991, 1992, 1993 y 1994, mientras que en Puente Carretero II fueron: 1949, 1957 y 1963. En cuanto a lluvias sólo se complementa la estación Hacienda La "Y" en los años 1988, 1993 y 1994.

Cabe aclarar que la estación hidrométrica Puente Carretero no se complementa ya que esta estación no se utilizara en estos análisis, el motivo de su inclusión en las Tablas es informativa por encontrarse en la región en estudio.

De igual manera, la estación climatológica Xonacatlán no requiere complementar datos por tener un registro corto y será en su momento desechada, al igual que en el punto anterior, su inclusión es informativa por estar dentro de la región en estudio.

2 Prueba de independencia de eventos

Cuando se aplican funciones de distribución de probabilidad, es necesario comprobar que los registros de las muestras que se van a estudiar sean aleatorias, esto es por ejemplo, que los registros de los escurrimientos en un río no estén regidos por alguna ley de demandas controlada por alguna presa o compuerta.

Para probar que la muestra esta conformada por variables aleatorias se construye el correlograma de la serie (gráfica que se forma al dibujar a r_k contra k) y se verifica mediante la prueba de Anderson (1941) que éste no exceda los límites de confianza. Si se obtiene que más del 10% de los coeficientes de correlación están fuera de los límites, entonces la muestra es **dependiente** y no aplica el análisis de frecuencia, si este fuera el caso se deberán de aplicar modelos determinísticos.

Para construir el correlograma se utiliza la expresión siguiente:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2} \quad (4.8)$$

donde

k tiempo de retraso entre la pareja correlacionada (x_t , x_{t+k})

\bar{x} media de la muestra

x_t , x_{t+k} dato de la muestra en el tiempo t y $t+k$, respectivamente

N tamaño de la muestra

r_k coeficiente de autorrelación serial de retraso k

Por otra parte, Anderson recomienda usar los límites siguientes:

Tabla 4.9 Registros históricos de gastos máximos anuales (m³/s)
datos completos

ESTACION HIDROMÉTRICA (M3/S)		
AÑO	LA Y	PUENTE CARRETERO
1942	20.12	
1943	19.70	
1944	19.50	10.87
1945	13.44	11.01
1946	16.78	10.32
1947	24.80	12.90
1948	15.94	11.90
1949	8.48	7.02
1950	14.82	4.66
1951	22.00	6.33
1952	23.48	5.77
1953	14.64	3.52
1954	19.17	5.06
1955	22.56	7.04
1956	22.89	4.69
1957	7.05	7.02
1958	24.40	7.73
1959	20.87	6.84
1960	33.47	4.68
1961	26.96	7.66
1962	32.61	6.96
1963	33.30	7.02
1964	22.30	3.31
1965	31.10	5.60
1966	31.75	4.10
1967	27.60	8.80
1968	20.40	8.97
1969	24.96	11.20
1970	21.00	6.98
1971	27.60	7.12
1972	15.92	4.23
1973	28.00	7.59
1974	18.92	5.14
1975	26.61	5.55
1976	25.80	7.63
1977	15.80	4.63
1978	24.01	8.60
1979	17.10	5.26
1980	25.24	3.05
1981	20.12	9.53
1982	9.19	1.74
1983	20.12	7.66
1984	19.55	4.56
1985	22.02	7.71
1986	25.94	
1987	19.26	
1988	20.12	
1989	20.12	
1990	9.90	
1991	20.12	
1992	20.12	
1993	20.12	
1994	20.12	
1995	12.16	
1996	10.84	
1997	9.74	1.43
1998	14.33	22.49
1999	13.73	
2000	7.87	5.18
2001	10.61	5.87
media	20.12	7.02
varianza	42.70	12.06
desv. estándar	6.53	3.47
coef. asimetría (g)	-0.02	2.03
curtosis (k)	-0.36	7.73

Tabla 4.10 Registro histórico de precipitación máxima en 24 h (mm)
datos completos

AÑO	ESTACION CLIMATOLÓGICA				
	CAPULHUAC	LA Y	MIMIAPAN	XONACATLAN	TEMOAYA
1961		75.70	47.50		41.40
1962		62.60	56.50		37.50
1963		46.50	26.00		30.50
1964		31.60	39.00		56.50
1965		46.20	39.00		38.50
1966		36.20	40.00		32.00
1967		65.80	45.00		38.50
1968		53.70	32.40		41.50
1969	32.00	47.40	40.00		41.00
1970	35.00	36.20	38.50		55.00
1971	55.00	35.10	46.00		37.50
1972	100.00	35.50	64.50		50.50
1973	38.00	39.90	29.00		30.00
1974	38.00	44.50	36.00		57.50
1975	40.00	72.80	62.50		46.50
1976	33.00	42.20	39.50		75.00
1977	31.00	37.10	31.00		37.00
1978	40.00	33.50	45.70		32.50
1979	42.00	47.20	28.60		46.50
1980	35.00	37.20	59.10		44.50
1981	57.00	28.20	47.10	15.90	28.50
1982	24.00	33.20	59.50	50.20	86.00
1983		32.60	57.00	95.20	28.00
1984		33.20	53.80	30.00	42.00
1985		33.70	51.50	21.30	34.00
1986		80.00	44.10	5.40	70.00
1987		16.80	46.90	S/D	
1988		42.62	51.10		
1989		15.50	25.80		
1990		15.00	38.60		
1991		72.00	54.00		
1992		33.50	42.00		
1993		42.62	41.00		
1994		42.62	26.70		
1995		54.50	32.40		
1996		32.50	60.40		
1997		45.00	35.50		
1998		41.50	53.80		
1999		42.00	34.50		
2000		41.00	52.00		
2001					
media	42.86	42.62	43.84	36.33	44.55
varianza	347.05	228.94	117.46	1059.61	215.13
desv. estándar	18.63	15.13	10.84	32.55	14.67
coef. asimetría (g)	2.49	0.74	0.11	1.43	1.37
curtosis (k)	7.24	0.69	-0.93	1.97	1.64

$$r_k (95\%) = \frac{-1 \pm 1.96 \sqrt{N - k - 1}}{N - k} \quad (4.9)$$

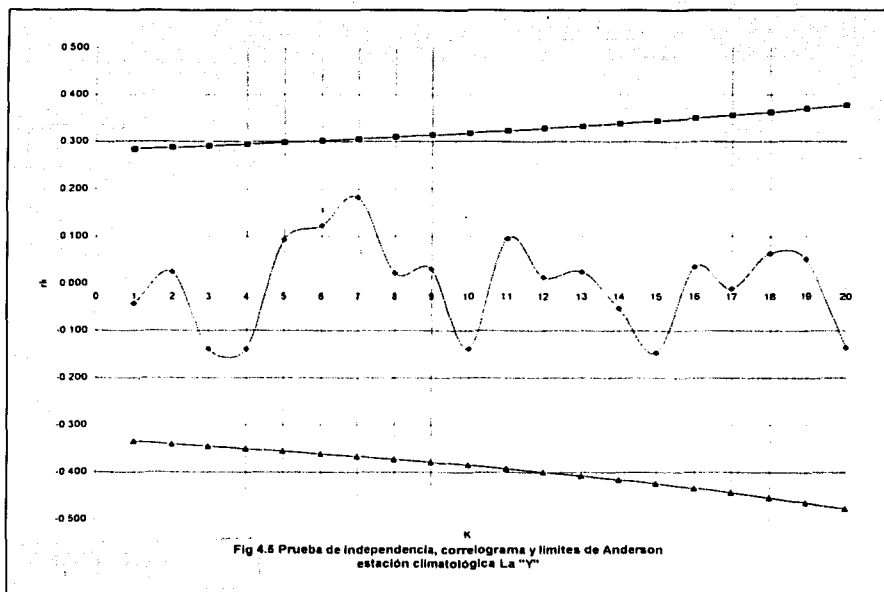
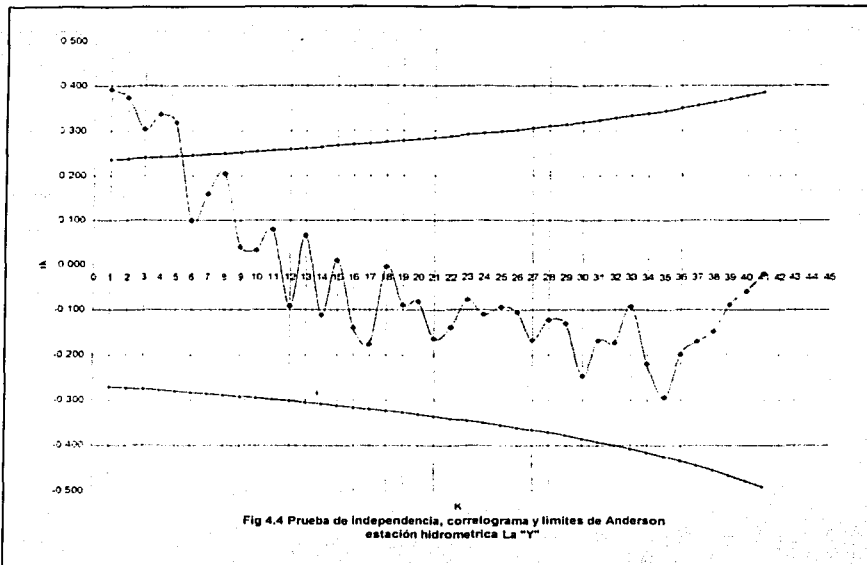
Finalmente, la prueba de independencia consiste en estimar los coeficientes r_k hasta un retraso $N-1$ y verificar si al menos del 10% de estos puntos quedan fuera de los límites de confianza (ec 4.8), si esto se cumple se dice que la muestra es dependiente por lo que no se deben de aplicar las leyes de probabilidad para su estimación, y un modelo determinístico será la mejor opción.

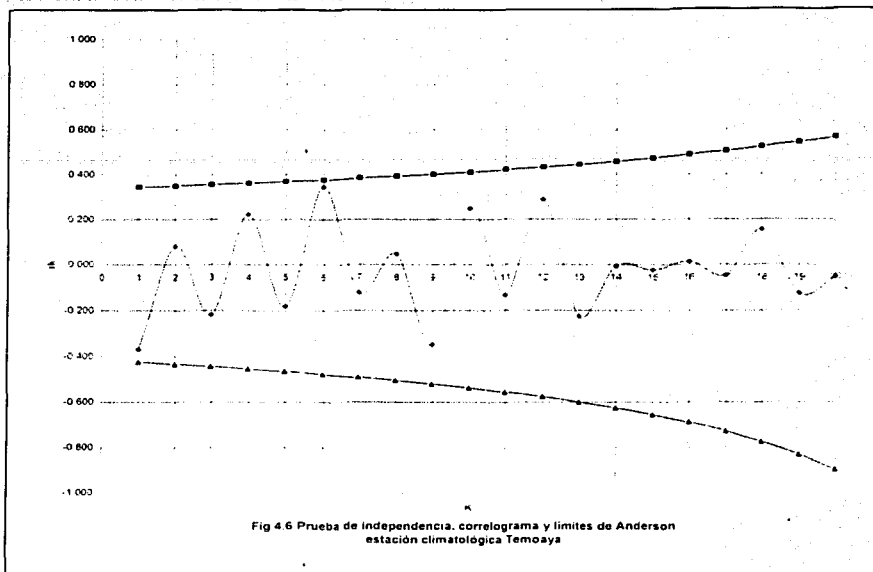
En la Tabla 4.11 y Figs 4.4 a 4.6 se muestra la construcción del correlograma y los límites de confianza, de estos se concluye que prácticamente todas las estaciones son independientes. En la estación hidrométrica La "Y" hay algunos valor que están fuera de los límites (Fig 4.4), pero estos no son mas del 10%.

**Tabla 4.11 Prueba de independencia
coeficiente de correlación serial tiempo de retraso y límites de Anderson**

k	ESTACION								
	LA Y-HIDROMÉTRICA			TEMOAYA-CLIMATOLÓGICA			LA Y-CLIMATOLÓGICA		
	r_k	LÍMITE SUPERIOR	LÍMITE INFERIOR	r_k	LÍMITE SUPERIOR	LÍMITE INFERIOR	r_k	LÍMITE SUPERIOR	LÍMITE INFERIOR
1	0.39189	0.23605	-0.26995	-0.37060	0.34408	-0.42408	-0.04231	0.28416	-0.33544
2	0.37399	0.23789	-0.27237	0.08048	0.34999	-0.43333	0.02477	0.28743	-0.34006
3	0.30328	0.23978	-0.27486	-0.21748	0.35623	-0.44318	-0.13883	0.29081	-0.34486
4	0.33662	0.24171	-0.27742	0.22222	0.36281	-0.45372	-0.13893	0.29432	-0.34988
5	0.31889	0.24369	-0.28005	-0.18287	0.36978	-0.46502	0.09259	0.29796	-0.35510
6	0.09954	0.24572	-0.28276	0.34588	0.37717	-0.47717	0.12209	0.30175	-0.36057
7	0.15952	0.24781	-0.28554	-0.12250	0.38503	-0.49029	0.18255	0.30568	-0.36629
8	0.20493	0.24995	-0.28841	0.04623	0.39340	-0.50452	0.02252	0.30978	-0.37228
9	0.03986	0.25214	-0.29136	-0.34818	0.40235	-0.52000	0.03058	0.31404	-0.37856
10	0.03231	0.25440	-0.29440	0.24958	0.41194	-0.53694	-0.13857	0.31850	-0.38516
11	0.07877	0.25672	-0.29754	-0.13117	0.42224	-0.55558	0.09500	0.32315	-0.39212
12	-0.09194	0.25911	-0.30077	0.28838	0.43335	-0.57621	0.01325	0.32802	-0.39944
13	0.06615	0.26156	-0.30411	-0.22500	0.44536	-0.59920	0.02580	0.33311	-0.40719
14	-0.11150	0.26409	-0.30757	-0.00768	0.45838	-0.62505	-0.05206	0.33846	-0.41538
15	0.00998	0.26669	-0.31114	-0.02403	0.47255	-0.65437	-0.14637	0.34408	-0.42408
16	-0.14052	0.26938	-0.31483	0.01284	0.48800	-0.68800	0.03538	0.34999	-0.43333
17	-0.17580	0.27215	-0.31866	-0.04696	0.50486	-0.72708	-0.01069	0.35623	-0.44318
18	-0.00448	0.27500	-0.32262	0.15496	0.52321	-0.77321	0.06398	0.36281	-0.45372
19	-0.08981	0.27795	-0.32673	-0.12512	0.54300	-0.82871	0.05139	0.36978	-0.46502
20	-0.08243	0.28100	-0.33100	-0.05488	0.56378	-0.89712	-0.13587	0.37717	-0.47717

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





3 Prueba de homogeneidad

Una serie de datos es llamada homogénea si la muestra procede de una población única. Si lo anterior no se cumple, se deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea (Campos,1998), de manera que las estimaciones estadísticas muestrales sean válidas para los parámetros poblacionales.

La homogeneidad de una serie se pierde por un sinnúmero de causas, las cuales pueden ser agrupados en dos grupos: en el primero están las debidas a cambios físicos en la propia estación y en la siguiente están, las originadas por las modificaciones o cambios en el medio ambiente. A continuación se mencionan algunas causas de pérdida de homogeneidad.

- a) Cambio en la localización de la estación
- b) Cambio en la forma de exposición de los equipos
- c) Cambio en el procedimiento de medición o reemplazo del operador
- d) Construcción de embalses en las cercanías
- e) Deforestación y reforestación en la zona
- f) Desecación de pantanos
- g) Apertura de nuevas áreas de cultivo en los alrededores
- h) Industrialización en áreas circundantes

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Existen diversas pruebas estadísticas para probar si una serie es homogénea (Campos, 1998) como son, por ejemplo, Helmert, Wald-Wolfowitz, Cramer, t de Student, etc., en este trabajo se utilizará esta última.

Cuando la causa de la pérdida de homogeneidad de la serie es debida a un cambio abrupto en la media, la prueba paramétrica de la t de Student es útil; esta prueba es adecuada para detectar una inconsistencia en la media, y esta definida por la ecuación siguiente.

$$t_d = \frac{X_1 - X_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (4.10)$$

donde

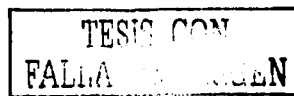
- X_1 media del primer periodo de registro
- X_2 media del segundo periodo de registro
- S_1^2 varianzas del primer periodo de registro
- S_2^2 varianzas del segundo periodo de registro
- n_1 número de registros del primer periodo
- n_2 número de registros del segundo periodo
- N número total de registros de la muestra

El valor absoluto de t_d se compara generalmente con el valor t de la distribución t de Student de dos colas y con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y con un 5% de nivel de significancia. Los valores de t se muestran en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Distribución t de Student (Campos, 1998)

* Prueba de una sola cola. ** Prueba de dos colas

GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA		GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	
	5%*	5%**		5%*	5%**
1	6.314	12.706	18	1.734	2.101
2	2.920	4.303	19	1.729	2.093
3	2.353	3.182	20	1.725	2.086
4	2.132	2.776	21	1.721	2.080
5	2.015	2.571	22	1.717	2.074
6	1.943	2.447	23	1.714	2.069
7	1.895	2.365	24	1.711	2.064
8	1.860	2.306	25	1.708	2.060
9	1.833	2.262	26	1.706	2.056
10	1.812	2.228	27	1.703	2.052
11	1.796	2.201	28	1.701	2.048
12	1.782	2.179	29	1.699	2.045
13	1.771	2.160	30	1.697	2.042
14	1.761	2.145	40	1.684	2.021
15	1.753	2.131	60	1.671	2.000
16	1.746	2.120	120	1.658	1.980
17	1.740	2.110	∞	1.645	1.960



Si y sólo si, el valor absoluto de t_d es mayor que el de t se concluye que la diferencia entre las medias, es una evidencia de inconsistencia o falta de homogeneidad.

Aplicando el procedimiento anterior, en la Tabla 4.13 se muestran los resultados de la prueba de homogeneidad t de Student, en ella se observa que las tres estaciones analizadas son homogéneas, esto es, que las muestras son de una única población.

Cabe aclarar que solo se realizó el análisis en estas estaciones, ya que son las únicas que influyen en la zona de estudio.

Tabla 4.13 Prueba de homogeneidad t de Student

PARÁMETRO	ESTACIÓN		
	LA Y (CLIMATOLOGICA)	LA Y (HIDROMÉTRICA)	TEMOAYA (HIDROMÉTRICA)
N	40	46	26
X_1	46.35	20.84	40.80
n_1	20.00	23.00	13.00
S_1^2	174.94	48.00	72.97
X_2	38.90	22.52	48.31
n_2	20.00	23.00	13.00
S_2^2	265.86	29.18	344.69
$ t_d $ (ec 5.10)	1.54	0.90	1.27
$f = n_1 + n_2 - 2$	38.00	44.00	24.00
t (tabla 5.12)	2.024	2.016	2.064
HOMOGENEA SI $ t_d < t$	SI	SI	SI

4 Análisis de frecuencias

Una vez que se ha revisado la calidad de la información, estimado los datos faltantes, probado que los registros son independientes y homogéneos, se esta en posibilidad de realizar el análisis de frecuencia de las series, utilizando para ello el programa "AX". El programa AX.EXE ajusta distintas funciones de probabilidad al conjuntos de datos y calcula el error estándar de cada una de ellas respecto de la muestra y contiene las funciones de distribución de probabilidad Normal, Log-normal, Gumbel, Exponencial, Gamma Y Doble Gumbel.

En la Tabla 4.14 se muestran las distintas funciones de probabilidad que se analizan en el programa, mientras que en la 4.15 se encuentra las ecuaciones para el cálculo de parámetros de las funciones.

Los métodos para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y Gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.14 Funciones de distribución de probabilidad (Jiménez 1997)

Nombre	Función	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{x - \alpha}{\beta}$</p>	a y b
Lognormal	$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{\ln(x - \delta) - \alpha}{\beta}$</p>	a, b y d
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-x}}$	a: parámetro de forma b: parámetro de escala
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\delta}{a}}$	a y b
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$ <p>donde $\Gamma(\beta)$: función matemática gamma</p>	a, b y d
Doble Gumbel	$F(x) = p(e^{-e^{-x}})^{a_1} + (1-p)(e^{-e^{-x}})^{a_2}$	a1, b1, a2, b2 y p

Tabla 4.15 Ecuaciones para el cálculo de parámetros de las funciones de probabilidad (Jiménez 1997)

FDP	MOMENTOS	MAXIMVERSIMILITUD
Normal	$\alpha = \text{media}$ y $\beta = \text{dsv}$	<u>igual que momentos</u>
Lognormal	$\delta = \text{media} - \text{dsv} \cdot \beta$ $\alpha = \ln \frac{\text{dsv}}{Z} - \frac{1}{2} \ln(Z^2 + 1)$ $z = \frac{1 - \frac{\omega^2}{\alpha^2}}{\omega} \cdot y \cdot \omega = \frac{-\alpha \sin z + \sqrt{\alpha^2 \sin^2 z + 4}}{2}$	$\alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \delta)$ $\beta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i - \delta) - \alpha^p$ $\sum_{i=1}^N \frac{x_i - \beta}{x_i - \delta} - \sum_{i=1}^N \frac{\ln(x_i - \delta)}{x_i - \delta} = 0$
Gumbel	$\alpha = \frac{1.2825}{\text{dsv}}$ $\beta = \text{media} - 0.4545 \text{dsv}$	$\sum_{i=1}^N x_i e^{-x_i} - \beta \text{media} - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N e^{-x_i} = 0$ $\beta = \frac{1}{\alpha} \frac{\ln \frac{N}{\sum_{i=1}^N e^{-x_i}}}{\sum_{i=1}^N e^{-x_i}}$
Exponencial	$\alpha = \text{dsv}$ y $\beta = \text{media} - \alpha$	$\alpha = \text{media}$ y $\beta = 0$
Gamma	$\beta = \frac{4}{\alpha \sin^2 z} \cdot y \cdot \alpha = \frac{\text{dsv}}{\sqrt{\beta}}$ $\delta = \text{media} - \alpha^2 \beta$	$\beta = \frac{\omega}{\omega - N} \cdot y \cdot \alpha = \frac{1}{N \beta} \sum_{i=1}^N (x_i - \delta)$ $-N \frac{\Gamma(\beta)}{\Gamma(\beta)} + \sum_{i=1}^N \ln(x_i - \delta) - N \ln \alpha = 0$

TEXTO CON FALLA DE ORIGEN

El método de momentos consiste en igualar los valores de los parámetros estadísticos de la muestra con los de la población, es decir, que la media, varianza y asimetría (primero, segundo y tercer momentos) de la muestra sean iguales a los de la función de distribución de probabilidad.

Este es uno de los procedimientos más comunes para estimar los parámetros. Para una distribución de m parámetros, el procedimiento consiste en igualar los primeros m momentos de la distribución con los primeros m momentos de la muestra, lo cual resulta un sistema de m ecuaciones con m incógnitas. El primer momento con respecto al origen es la media, los momentos de mayor orden con respecto al origen no son necesarios, en su lugar, se utilizan los momentos centrales respecto a la media. El segundo momento es conocido como varianza y el tercer momento es la asimetría.

Como su nombre lo indica, el **método de máxima verosimilitud** busca maximizar la función de verosimilitud $L(x)$ para encontrar el mejor ajuste de cada función de probabilidad; la función se define como:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i) \quad (4.11)$$

donde π es el operador que indica el producto de los valores que representa su argumento (semejante al operador suma Σ , ya que mientras $\Sigma x_i = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$, el operador π se define como $\pi x_i = x_1 x_2 x_3 \dots$).

En la Tabla 4.15 se muestran las ecuaciones para ambos métodos y que deben resolverse para encontrar el ajuste de cada función de probabilidad que el programa analiza.

El **error estándar** es una medida del buen o mal ajuste de la función de probabilidad a los datos históricos, y está dado por la expresión

$$\text{error estándar} = \frac{\sum_{i=1}^N (\text{dato muestra}_i - \text{dato calculado}_i)^2}{\text{Número de parámetros de la función}} \quad (4.12)$$

Una vez que se proporciona al programa la serie de datos, el programa realiza el ajuste de la función de probabilidad seleccionada a la muestra o también se puede hacer un análisis de todas las funciones de probabilidad que el programa contempla, para el archivo seleccionado, y presenta en una tabla un resumen de errores estándar, con lo cual se tiene una idea de cual o cuales serán la función o funciones que mejor se ajustan a la muestra de datos.

De esta manera, los resultados que también proporciona el programa son los parámetros estadísticos de la muestra: media, desviación estándar, coeficiente de asimetría y coeficiente de curtosis. Adicionalmente, se calcula los parámetros de la función ajustada.

el valor calculado de cada uno de los datos de la muestra, así como los errores cuadráticos de cada uno de ellos y el error estándar de toda la muestra. Se tiene la opción de calcular valores para periodos de retorno diferentes a los de la muestra, es decir, lleva a cabo una extrapolación, según sea el caso.

El criterio ayuda a la elección de la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste es el del **mínimo valor error estándar**, el cual como se ha comentado, da una medida del buen o mal ajuste de la función de probabilidad a los datos históricos.

En las Tablas 4.16 a 4.18 se encuentra el análisis de frecuencia a los registros de las estaciones, que tienen influencia en la zona de estudio, en ellas se muestra el resumen de errores estándar, los errores cuadráticos entre los registros de la muestra y los calculados por la función, los parámetros estadísticos y de la función, todo estos para la función de distribución de mejor ajuste. Así mismo, con la función de mejor ajuste, se extrapola la información para obtener los gastos o la lluvia, según sea el caso, asociados de diversos periodos de retorno.

De estas tablas se observa, que para la estación hidrométrica La "Y", la función de distribución de mejor ajuste es la **Normal**, mientras que para la climatológica La "Y", es la **Gumbel** y en la estación climatológica Temoaya, la función de mejor ajuste es la **Doble-Gumbel**.

5 Correcciones al valor representativo

Se deben realizar dos correcciones al valor representativo de la lluvia máxima diaria calculado para un determinado periodo de retorno, para adecuarlo lo más posible al valor verdadero (Campos, 1998), tales correcciones son:

- a) Corrección por intervalo fijo de observación
- b) Reducción por magnitud de la cuenca

a) Corrección por intervalo fijo de observación. Weiss (1964) en base a un estudio de muchas estaciones-año de datos de lluvia, encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más apropiadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas.

De acuerdo con lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 A.M. de un día a 8 A.M. del día siguiente, con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima en 24 horas de determinado periodo de retorno.

TABLA 4.16 AJUSTES DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

ESTACION HIDROMÉTRICA:

LA Y

FUNCION	RESUMEN DE ERRORES ESTÁNDAR			
	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	0.881		18.263	
LOGNORMAL	1.538	2.988	1.834	11.534
GUMBEL	1.629		1.885	
EXPONENCIAL	2.692		12.470	
GAMMA	1.241	1.432	1.251	1.663
DOBLE GUMBEL			1.444	
MINIMO ERROR ESTÁNDAR	0.881			
CALCULADO POR LA FUNCION:	NORMAL		MGM 2P1	

ERRORES CUADRÁTICOS

i	Tr	DATA	CALCULADO	ERROR2
	AÑO	mm	mm	
1	80.00	32.47	34.15	0.46
2	30.00	33.30	32.21	1.19
3	20.00	32.81	30.96	2.73
4	15.00	31.75	30.01	3.04
5	12.00	31.10	29.23	3.51
6	10.00	29.00	28.56	0.31
7	8.57	27.60	27.95	0.13
8	7.50	27.60	27.43	0.03
9	6.67	26.84	26.94	
10	6.00	26.61	26.48	0.02
11	5.45	25.94	26.05	0.01
12	5.00	26.80	25.85	0.02
13	4.62	24.94	25.27	
14	4.29	24.95	24.90	
15	4.00	24.80	24.55	0.06
16	3.75	24.40	24.21	0.04
17	3.53	24.01	23.88	0.02
18	3.33	23.48	23.56	0.01
19	3.18	22.89	23.25	0.13
20	3.00	22.96	22.94	0.15
21	2.88	22.30	22.54	0.12
22	2.73	22.02	22.35	0.11
23	2.61	22.00	22.08	
24	2.50	21.00	21.78	0.60
25	2.40	20.87	21.49	0.39
26	2.31	20.40	21.22	0.67
27	2.22	20.12	20.94	0.67
28	2.14	20.12	20.97	0.30
29	2.07	20.12	20.36	0.07
30	2.00	20.12	20.12	
31	1.94	20.12	19.85	0.07
32	1.88	20.12	19.57	0.30
33	1.82	20.12	19.30	0.67
34	1.76	20.12	18.02	1.20
35	1.71	19.70	18.75	0.91
36	1.67	19.55	18.46	1.18
37	1.62	19.50	18.18	1.74
38	1.58	19.26	17.89	1.68
39	1.54	19.17	17.60	2.47
40	1.50	18.92	17.30	2.63
41	1.46	17.10	16.98	0.01
42	1.43	16.78	16.68	0.01
43	1.4	15.64	16.36	0.18
44	1.36	15.82	16.03	0.01
45	1.33	15.8	15.66	0.01
46	1.3	14.82	15.34	0.27
47	1.28	14.64	14.97	0.11
48	1.26	14.33	14.59	0.07
49	1.22	13.73	14.19	0.21
50	1.2	13.44	13.76	0.1
51	1.18	12.16	13.3	1.31
52	1.15	10.84	12.81	3.89
53	1.13	10.61	12.28	2.78
54	1.11	9.9	11.68	3.18
55	1.09	9.74	11.01	1.62
56	1.07	9.19	10.23	1.09
57	1.05	8.48	9.26	0.64
58	1.03	7.87	8.03	0.03
59	1.02	7.05	6.08	0.92

ERROR ESTÁNDAR 0.881

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

μ	20.12
σ	6.59
β	-0.16
k	2.711

PARÁMETROS DE LA FUNCION NORMAL

μ	20.1898
σ	6.6903

EXTRAPOLACION

Tr	GARTOS
(años)	(m ³ /s)
2	20.12
5	25.65
10	28.56
20	30.96
50	33.68
100	35.48
200	37.11
500	39.10
1000	40.50
2000	41.82
5000	43.47
10000	44.85

TESIS CON FALLA DE

TABLA 4.17 AJUSTES DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

ESTACION CLIMATOLÓGICA:

LA Y

FUNCION	RESUMEN DE ERRORES ESTÁNDAR			
	MOMENTOS		MÁXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARÁMETROS	3 PARÁMETROS	2 PARÁMETROS	3 PARÁMETROS
NORMAL	4 520		4 520	
LOGNORMAL	3 715	3 783	3 535	3 575
GUMBEL	3 640		3 444	
EXPONENCIAL	4 576		23 452	
GAMMA	3 806	3 723	2 821	11111 000
DOBLE GUMBEL			4 250	
MÍNIMO ERROR ESTÁNDAR:	3 444			
CALCULADO POR LA FUNCION :	Gumbel (m x. Ver)			

ERRORES CUADRÁTICOS

I	Ti ANO	DATO mm	CALCULADO mm	ERROR2
2	20 50	75 70	74 11	2 52
3	13 67	72 80	68 72	18 63
4	10 25	72 00	64 84	51 21
5	8 20	95 80	61 79	15 04
6	8 83	82 60	59 27	11 11
7	5 95	54 50	57 10	6 75
8	5 13	53 70	55 19	2 22
9	4 56	47 40	53 48	37 00
10	4 10	47 20	51 53	22 56
11	3 72	46 50	50 50	15 55
12	3 42	46 20	49 17	8 82
13	3 15	45 00	47 93	8 57
14	2 93	44 50	46 75	5 07
15	2 73	42 62	45 64	9 11
16	2 56	42 62	44 57	3 81
17	2 41	42 62	43 55	0 87
18	2 28	42 20	42 57	0 13
19	2 16	42 00	41 61	0 12
20	2 05	41 50	40 68	0 67
21	1 95	41 00	39 77	1 50
22	1 86	39 90	38 86	1 03
23	1 78	37 20	38 01	0 65
24	1 71	37 10	37 14	
25	1 64	36 20	36 28	0 01
26	1 58	36 20	35 43	0 59
27	1 52	35 50	34 57	0 88
28	1 46	35 10	33 71	1 92
29	1 41	33 70	32 85	0 72
30	1 37	33 50	31 98	2 36
31	1 32	33 50	31 06	5 94
32	1 28	33 20	30 13	9 40
33	1 24	33 20	29 17	16 24
34	1 21	32 60	28 16	19 74
35	1 17	32 50	27 08	29 38
36	1 14	31 60	25 91	32 36
37	1 11	28 20	24 61	12 87
38	1 08	16 80	23 11	39 81
39	1 05	15 50	21 25	33 08
40	1 03	15 00	18 59	12 88

ERROR ESTÁNDAR 3 444

PARAMETROS ESTADÍSTICOS

u =	42 624
w =	15 131
g =	0 739
k =	3 841

PARAMETROS DE LA FUNCION GUMBEL

m =	0 0776
k =	35 006

EXTRAPOLACIÓN

Tr ANO	P máx 24 h mm	P máx 24 h x 1.13 mm
2	40 23	45 46
5	54 84	61 97
10	64 51	72 90
20	73 76	82 36
50	85 80	95 95
100	94 80	107 12
200	103 77	117 26
500	115 60	130 93
1000	124 54	140 72
2000	133 48	150 52
5000	145 29	164 19
10000	154 22	174 27

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4.18 AJUSTES DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

ESTACION CLIMATOLÓGICA:

TEMOAYA

FUNCION	RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR			
	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	5.474		5.474	
LOGNORMAL	3.723	3.425	4.520	19.872
GUMBEL	3.522		4.803	
EXPONENCIAL	3.016		23.456	
GAMMA	7.886	3.176	4.675	11111.000
DOBLE GUMBEL			2.511	
MINIMO ERROR ESTANDAR:		2.511		
CALCULADO POR LA FUNCION:		Doble Gumbel		

ERRORES CUADRATICOS

i	Tr	ANO	DATO	CALCULADO	ERROR2
			mm	mm	
1	27.00		86.00	78.56	50.98
2	13.50		75.00	71.12	15.02
3	9.00		70.00	66.95	16.39
4	6.75		57.50	61.61	16.89
5	5.40		56.50	57.46	0.92
6	4.50		55.00	53.32	2.83
7	3.86		50.50	49.72	0.60
8	3.38		46.50	47.25	0.33
9	3.00		46.50	45.12	1.91
10	2.70		44.50	43.58	0.65
11	2.45		42.00	42.30	0.09
12	2.25		41.50	41.19	0.10
13	2.08		41.40	40.22	1.43
14	1.93		41.00	39.31	2.87
15	1.80		38.50	38.47	
16	1.69		38.50	37.69	0.66
17	1.59		37.50	36.94	0.32
18	1.50		37.50	36.21	1.67
19	1.42		37.00	35.48	2.28
20	1.35		34.00	34.77	0.60
21	1.29		32.50	34.04	2.38
22	1.23		32.00	33.29	1.65
23	1.17		30.50	32.48	3.91
24	1.13		30.00	31.68	2.50
25	1.08		28.50	30.82	4.08
26	1.04		28.00	29.97	1.14

ERROR ESTANDAR 2.511

PARAMETROS ESTADISTICOS
 a = 44.554
 b = 14.667
 g = 1.373
 k = 4.854

PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL
 a = 0.175811
 b = 35.4507
 c = 0.103473
 d = 63.4225
 p =

FALLA DE ORIGEN

EXTRAPOLACION

Tr	P máx 24 h	P máx 24 h X 1.13
AÑO	mm	mm
2	39.75	44.92
5	56.79	63.04
10	67.37	76.13
20	75.62	85.45
50	85.23	96.31
100	92.16	104.14
200	98.97	111.84
500	107.98	121.90
1000	114.62	129.50
2000	121.22	137.09
5000	130.16	147.07
10000	136.57	154.66

ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

Por lo anterior, las lluvias máximas asociadas a los periodos de retorno, obtenidas del análisis de frecuencia, se multiplicaron por 1.13, los resultados se muestran en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 Maximización por duración

Tr año	ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA			
	LA Y		TEMOAYA	
	P máx 24 h mm	(P máx 24 h) x 1.13 mm	P máx 24 h mm	(P máx 24 h) x 1.13 mm
20	73.79	83.38	75.62	85.45
50	85.80	96.95	85.23	96.31
100	94.80	107.12	92.16	104.14
500	115.60	130.63	107.88	121.90
1000	124.54	140.73	114.60	129.50

b) Reducción por magnitud de la cuenca

Existen diversos criterios para ajustar los valores estimados de lluvia en máxima en 24 horas y adecuarlo a la magnitud de cuenca, pues se considera que los valores puntuales obtenidos con la estación pluviométrica son representativos de sólo 25 km² y al tener que abarcar un área de cuenca mayor deben ser modificados.

Esto significa que las lluvias calculadas de acuerdo al criterio planteado son puntuales y por ello deben ser ajustadas (reducidas) para adecuarlas al tamaño de la cuenca en la que se va a utilizar la tormenta, ya que todas las tormentas son menos intensas entre más área abarcan.

Para tener en cuenta lo mencionado, en este trabajo se presenta la Fig 4.7, elaborada por el U.S. Weather Bureau en base a datos de 20 redes pluviométricas muy densas de varias regiones de U.S.A. y es recomendada para adecuar los valores de lluvia máxima en 24 horas en cuencas pequeñas, esto es, permite obtener el factor de corrección o reducción que se aplica a las lluvias de diseño, aunque si la cuenca es menor de 25 km² no es necesario hacer este ajuste.

Para realizar el ajuste por reducción por magnitud de la cuenca, se trazaron los polígonos de Thiessen (ver Fig 4.8), donde se obtiene que la cuenca del río San Lorenzo tiene un área total de 13.30 km², de los cuales la estación climatológica Temoaya tiene una influencia de 3.99 km² y La "Y" de 9.31 km², correspondiente en por ciento a un 30 y 70 respectivamente.

De lo anterior, se observa que como en el caso particular que se esta analizando no se excede de 25 km², no es necesario realizar ajuste alguno a las lluvias máximas en 24 horas obtenidas en el punto anterior.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

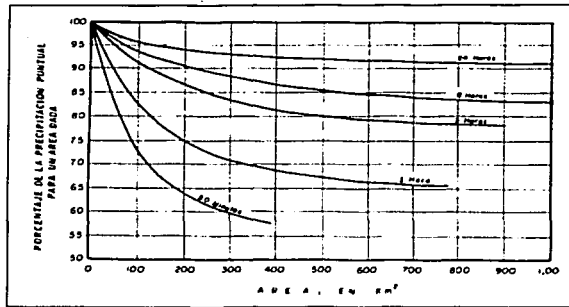


Fig 4.7 Ajuste a la lluvia puntual por área, U.S. Weather Bureau, (Campos, 1998)

6 Cociente lluvia-duración (R)

Se define al cociente R como la relación que existe entre la precipitación de una hora y la de 24 horas, ambas con igual periodo de retorno, esto es $R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$

La magnitud de las lluvias obtenidas hasta este punto son para una duración de 24 horas, y se requiere conocer este valor para una duración diferente a la de 24 horas, y que, generalmente, se considera igual al tiempo de concentración (t_c).

Existen diversos estudios cuyo objetivo ha sido obtener esa magnitud de lluvia en base a la de 24 horas, dentro de estos se encuentra los de Campos (1987), el cual analizo 33 estaciones plviográficas de la República Mexicana, encontrando los cocientes que se muestran en la Tabla 4.20.

A partir de los valores encontrados de R, él hizo las observaciones siguientes:

- El valor promedio de R es de 0.48, con un intervalo entre 0.20 y 0.65
- En regiones áridas y semiáridas, R varía de 0.40 a 0.60 y en las zonas húmedas de 0.30 a 0.40
- A mayor altitud se observa que, R es más grande y viceversa

En base a lo anterior es posible obtener la lluvia con una duración de una hora y un Tr de 2 años en base a la de 24 horas con igual periodo de retorno, utilizando el cociente R.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

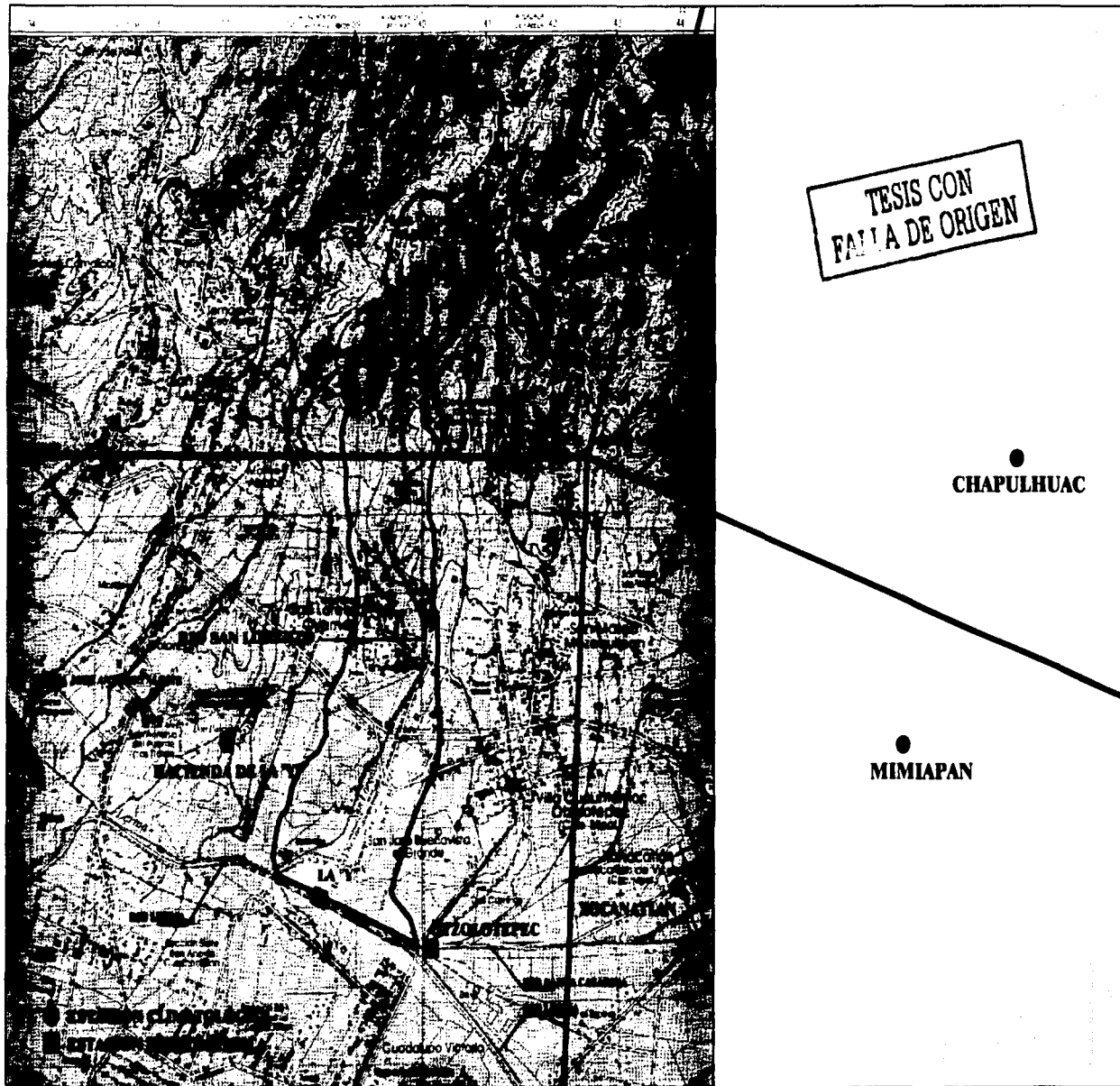


Fig 4.8 Polígonos de Thiessen, cuenca del río San Lorenzo, Estado de México

Tabla 4.20 Valores del cociente R en 33 pluviógrafos de la República Mexicana (Campos, 1987)

NO.	ESTACIÓN	$R=P_1^2/P_{24}^2$	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD m.s.n.m.	TIPO DE CLIMA
1	Magicaltzin, Tam	0.4814	22° 48' 00"	98° 42' 00"	90	Aw ₀
2	Tampico, Tam	0.3360	22° 14' 00"	97° 51' 00"	12	Aw ₁ (e)
3	Santa Rita, Gto	0.6000	20° 22' 00"	101° 02' 00"	1723	(A)C(w ₀)(w)
4	Colotlán, Jal	0.4545	22° 07' 00"	103° 18' 00"	1735	(A)C(w ₀)(w)
5	Guadalajara, Jal	0.5747	20° 41' 00"	103° 20' 00"	1589	(A)C(w)(w)
6	Tepic, Nay	0.2037	21° 31' 00"	104° 53' 00"	915	(A)C(w ₂)(w)
7	Tansabaca, S.L.P	0.2976	21° 39' 50"	99° 12' 48"	196	Aw ₂ (w)
8	El Tuito, Jal	0.4094	20° 19' 00"	105° 22' 00"	600	Aw ₂ (w)
9	Tierra Blanca S.L.P	0.3947	21° 14' 18"	98° 51' 26"	155	(A)C(m)(w)
10	Chincotepec, Ver	0.3961	20° 59' 00"	98° 10' 00"	595	(A)C(m)(w)
11	Mtz de la Torre, Ver	0.3835	20° 04' 00"	97° 03' 00"	151	Am(f)
12	Tecamachalco, Pue	0.5871	18° 53' 00"	97° 44' 00"	2013	C(w ₀)(w)
13	Molino Blanco, Mex	0.4500	19° 29' 00"	99° 13' 00"	2266	C(w ₁)(w)
14	San Pedro Nexapa, Mex	0.6458	19° 09' 00"	98° 53' 00"	2600	C(w ₂)(w)
15	Tula, Tam	0.4513	23° 00' 00"	99° 43' 00"	1173	BSghw
16	Presa La Angostura, Son	0.6250	30° 25' 00"	109° 24' 00"	965	BSghw(x)
17	El Palmito, Dur	0.5038	25° 35' 00"	104° 59' 00"	1550	BSghw(w)
18	Guamuchil, Sin	0.6313	25° 27' 00"	108° 05' 00"	45	BS ₀ (h')hw
19	Armería, Col.	0.2843	18° 56' 00"	103° 58' 00"	28	BS(h')w(w)
20	Agua caliente, B.C.N	0.2864	32° 06' 28"	116° 27' 00"	410	BSks
21	Monterrey, N.L	0.3882	25° 40' 00"	100° 18' 00"	538	BS ₁ hw
22	Vigas, S.L.P	0.4967	21° 48' 34"	99° 51' 16"	900	BS ₁ hw
23	Jasso, Hgo	0.5072	20° 01' 00"	99° 19' 00"	2050	BS ₁ Kw(w)
24	Tula, Hgo	0.6250	20° 03' 00"	99° 20' 00"	2036	BS ₁ Kw(w)
25	El Salto, Hgo	0.6060	19° 58' 00"	99° 18' 00"	2161	BS ₁ Kw(w)
26	Cd Sahagun, Hgo	0.6140	19° 45' 00"	98° 35' 00"	2500	BS ₁ Kw
27	Huejucar, Jal	0.3968	22° 23' 00"	103° 11' 00"	1932	BS ₁ hw(w)
28	Durango Obs, Dgo	0.5555	24° 01' 00"	104° 40' 00"	1889	BS ₁ Kw(w)
29	J. Salome Acosta Dgo	0.5043	25° 13' 30"	105° 26' 35"	1670	BS ₁ Kw(w)
30	Cazadero, Zac	0.6140	23° 42' 19"	103° 05' 55"	1890	BS ₁ hw
31	Aguas Calientes Ags	0.3833	21° 53' 00"	102° 08' 00"	1979	BS ₁ hw
32	Cañon Fernández, Dgo	0.5637	25° 15' 00"	103° 47' 00"	1193	BW(h')
33	Cd. Lerdo, Dgo	0.5416	25° 32' 00"	103° 32' 00"	1137	BWhw

De esta Tabla se observa que la estación más cercana a la zona en estudio, es la de Molino Blanco, ubicada en el Estado de México, con un cociente lluvia-duración (R) de 0.45.

4.4 Modelo de tormenta. Fórmula de Chen-Lung-Chen (1983)

Chen (1983) presenta una fórmula general de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno, útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 minutos a 24 horas y periodo de retorno mayor a un año.

Para la aplicación del criterio de este investigador se requiere conocer los cocientes lluvia-duración $\left[R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \right]$ y lluvia-periodo de retorno $\left[F = \frac{P_1^{100}}{P_{24}^{10}} \right]$, este último correspondiente al cociente de la lluvia de 24 horas de duración y periodo de retorno de 100 años entre la lluvia de 24 horas de duración y periodo de retorno de 10 años.

La ecuación que calcula la lluvia para una duración t y periodo de retorno Tr , es la siguiente

$$P_1^{Tr} = \frac{aP_1^{10} \log(10^{2-F} Tr^{F-1})t}{60(t+b)^c} \quad (4.13)$$

donde

P_1^{Tr} lluvia de diseño para una duración t y periodo de retorno Tr , en mm
 P_1^{10} lluvia de duración de una hora y periodo de retorno de 10 años, en mm

a , b y c parámetros en función del cociente R y se obtienen por medio de la Fig 4.9

$R = P_1^{Tr}/P_{24}^{Tr}$ relación entre la precipitación de una hora y la de 24 horas, ambas con igual periodo de retorno, esto permite estimar P_1^{10} a partir de P_{24}^{10}

$F = P_1^{100}/P_1^{10}$ cociente lluvia-periodo de retorno

t duración de la tormenta, en min

Tr periodo de retorno, en años

4.5 Precipitación media (P_m) en la cuenca del río San Lorenzo, Estado de México

Para obtener la precipitación media de diseño asociada a los periodos de retorno (Tr) de 50, 100, 500 y 1000 años se dibujaran los polígonos de Thiessen, para obtener el área de influencia de cada estación climatológica dentro de la cuenca del río San Lorenzo. En la Fig 4.8 se muestran estos polígonos, identificándose que las estaciones que tienen influencia en la zona de estudio son: Temoaya y La Y, con los valores en área y porcentaje que se muestran en la Tabla 4.21.

Cabe mencionar que la estación climatológica Xonacatlán no se considero en el análisis porque su registro tiene pocos datos, ver tabla 4.6.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

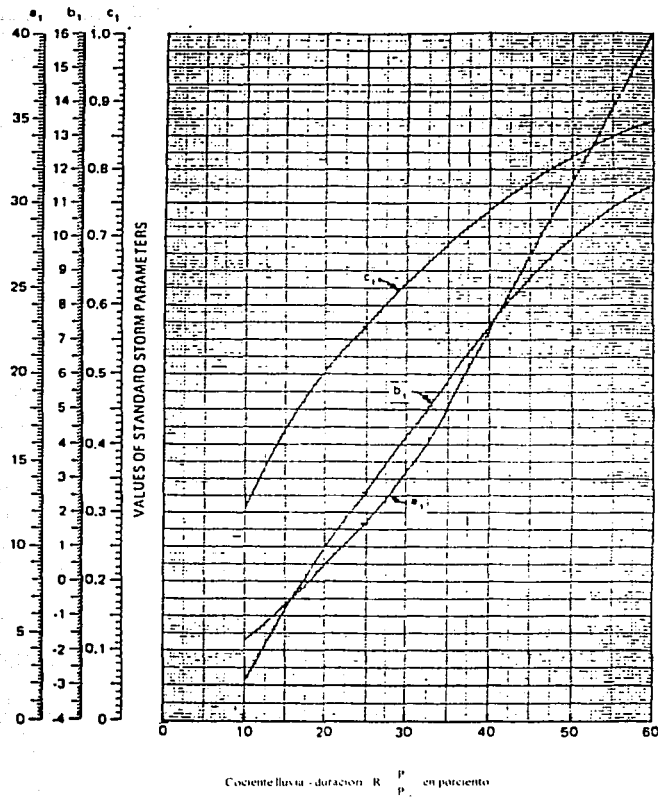


Fig 4.9 Valores de los parámetros a, b y c, en función del cociente lluvia - duración $R = \frac{p_1^{11}}{p_2^{11}}$ (Chen, 1983)

Tabla 4.21 Estaciones climatológicas con influencia en la cuenca del río San Lorenzo, Estado de México

ESTACIÓN	ÁREA DE INFLUENCIA (km ²)	PORCENTAJE DEL ÁREA DE INFLUENCIA (%)
Temoaya	3.99	30.00
Hacienda La Y	9.31	70.00
SUMA	13.30	100.00

Para la obtención de la precipitación media asociada a los diversos periodos de retorno (T_r) se utilizan los resultados obtenidos del análisis de frecuencias (AF),

los cuales se multiplicaron por los porcentajes del área de influencia de cada una de las estaciones. En la Tabla 4.22 se muestra la precipitación media asociada a cada uno de los Tr.

Por ejemplo, para obtener la precipitación media P_m , asociada a un periodo de retorno de 100, se opera de la siguiente manera

$$P_m = 107.12 \times 0.70 + 104.14 \times 0.30 = 74.99 + 31.24 = 106.23 \text{ mm} \quad (4.14)$$

Tabla 4.22 Precipitación media (mm) en la cuenca del río San Lorenzo, Estado de México

Tr año	ANÁLISIS DE FRECUENCIA (AF)		% DE INFLUENCIA		AF x % DE INFLUENCIA		Pm LA Y + TEMOAYA (mm)
	LA Y (mm)	TEMOAYA (mm)	LA Y %	TEMOAYA %	LA Y (mm)	TEMOAYA (mm)	
2	45.46	44.92	0.70	0.30	31.82	13.48	45.30
5	61.97	63.04	0.70	0.30	43.38	18.91	62.29
10	72.90	76.13	0.70	0.30	51.03	22.84	73.87
20	83.38	85.45	0.70	0.30	58.37	25.64	84.00
50	96.95	96.31	0.70	0.30	67.87	28.89	96.76
100	107.12	104.14	0.70	0.30	74.99	31.24	106.23
200	117.26	111.84	0.70	0.30	82.08	33.55	115.63
500	130.63	121.90	0.70	0.30	91.44	36.57	128.01
1000	140.73	129.50	0.70	0.30	98.51	38.85	137.36
2000	150.83	137.09	0.70	0.30	105.58	41.13	146.71
5000	164.18	147.07	0.70	0.30	114.92	44.12	159.05
10000	174.27	154.66	0.70	0.30	121.99	46.40	168.39

4.6 Modelo de tormenta de diseño

Se dispone, hasta este punto, de los elementos necesarios para identificar el valor de cada una de las variables del modelo de tormenta a utilizar, ellos se resumen a continuación:

Datos básicos

Fig 4.1	$A = 13.0 \text{ km}^2$
Tabla 4.20	$R = 0.45$
Fig 4.8 ($R = 0.45$)	$a = 26.75$
Fig 4.8 ($R = 0.45$)	$b = 8.75$
Fig 4.8 ($R = 0.45$)	$c = 0.78$
Tabla 4.22	$P_{24}^{10} = 73.87 \text{ mm}$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.22

$$P_{24}^{100} = 106.23 \text{ mm}$$

$$P_1^{10} = R \times P_{24}^{10} = 0.45 \times 74.9 = 33.24 \text{ mm}$$

$$F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}} = \frac{106.23}{73.87} = 1.438$$

Sustituyendo algunos de los valores anteriores en la ec 4.13, se tiene el modelo de tormenta de diseño siguiente:

$$P_t^{Tr} = \frac{26.75 * 33.24 * \log[10^{2-1.438 * Tr^{1.438-1}}] * t}{60(t+8.75)^{0.78}} \quad (4.15)$$

donde

t duración de la tormenta, en min

Tr periodo de retorno, en años

4.7 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr)

Como se comentado anteriormente, generalmente la lluvia se le caracteriza mediante tres variables: **altura o lámina, duración y frecuencia**. La altura de lluvia es la precipitación total ocurrida para un cierto tiempo, llamado duración de la tormenta, la primera se expresa en mm y la segunda en h o min; la frecuencia se expresa por el período de retorno de la lluvia o intervalo de recurrencia, y se define como el tiempo promedio en años en el cual el evento puede ser, en promedio, igualado o excedido por lo menos una vez.

Una forma de expresar lo anterior en forma gráfica es por medio de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno, en ellas se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a las variables mencionadas.

Con la ec 4.13 es posible construir estas gráficas de la manera siguiente (ver Tabla 4.23):

- a) Se selecciona un Tr, por ejemplo, 50 años (columna 1), por lo que la ec 4.15 queda de la manera siguiente

$$P_t^{50} = \frac{889.17 \log[10^{0.562 * 50^{0.438}}] * t}{60(t+8.75)} \quad (4.16)$$

b) De la ecuación anterior, para cada duración "t" (columna 2) se obtiene la precipitación asociada al Tr de 50 años (P_i^{50}), ver columna 3

c) Una vez obtenido P_i^{50} es posible obtener la intensidad "i", ver columna 4, dividiendo P_i^{50} entre la correspondiente duración "t", esto es $\frac{P_i^{50}}{t}$

Tabla 4.23 Curva i-d-Tr para 50 años

(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
Tr (años)	T (min)	P (mm)	i (mm/h)	Tr (años)	t (min)	P (mm)	i (mm/h)
50	5	12.46	149.50	50	540	75.76	8.42
50	10	19.56	117.36	50	600	77.63	7.76
50	15	24.40	97.59	50	660	79.36	7.21
50	20	28.03	84.08	50	720	80.96	6.75
50	30	33.30	66.61	50	780	82.45	6.34
50	45	38.70	51.60	50	840	83.86	5.99
50	60	42.58	42.58	50	900	85.18	5.68
50	80	46.52	34.89	50	960	86.44	5.40
50	100	49.62	29.77	50	1020	87.63	5.15
50	120	52.19	26.10	50	1080	88.77	4.93
50	180	58.08	19.36	50	1140	89.86	4.73
50	240	62.43	15.61	50	1200	90.91	4.55
50	300	65.93	13.19	50	1260	91.91	4.38
50	360	68.88	11.48	50	1320	92.88	4.22
50	420	71.44	10.21	50	1380	93.81	4.08
50	480	73.71	9.21	50	1440	94.71	3.95

De la misma manera se construyen las demás curvas para diferentes periodos de retorno, las cuales se muestran, en la Tabla 4.24 y en la Fig 4.10.

Tabla 4.24 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr)

TIEMPO min	INTENSIDAD DE LA LLUVIA (mm/h)								
	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)								
	2	5	10	15	25	50	100	500	1000
5	83.66	102.40	124.87	135.32	135.32	149.50	163.68	196.60	210.78
10	65.68	80.39	98.03	106.23	106.23	117.36	128.49	154.34	165.47
15	54.61	66.85	81.52	88.34	88.34	97.59	106.85	128.34	137.60
20	47.05	57.59	70.23	76.10	76.10	84.08	92.05	110.56	118.54
30	37.27	45.62	55.63	60.29	60.29	66.61	72.92	87.59	93.91
45	28.87	35.34	43.10	46.70	46.70	51.60	56.49	67.85	72.74
60	23.83	29.17	35.57	38.54	38.54	42.58	46.62	55.99	60.03
80	19.52	23.90	29.14	31.58	31.58	34.89	38.20	45.88	49.19
100	16.66	20.39	24.87	26.95	26.95	29.77	32.59	39.15	41.97

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.24 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr) (continuación)

TIEMPO min	INTENSIDAD DE LA LLUVIA (mm/h)								
	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)								
	2	5	10	15	25	50	100	500	1000
120	14.60	17.87	21.80	23.62	23.62	26.10	28.57	34.32	36.79
180	10.83	13.26	16.17	17.52	17.52	19.36	21.20	25.46	27.30
240	8.73	10.69	13.04	14.13	14.13	15.61	17.09	20.53	22.01
300	7.38	9.03	11.01	11.94	11.94	13.19	14.44	17.34	18.59
360	6.42	7.86	9.59	10.39	10.39	11.48	12.57	15.10	16.19
420	5.71	6.99	8.52	9.24	9.24	10.21	11.17	13.42	14.39
480	5.16	6.31	7.70	8.34	8.34	9.21	10.09	12.12	12.99
540	4.71	5.77	7.03	7.62	7.62	8.42	9.22	11.07	11.87
600	4.34	5.32	6.48	7.03	7.03	7.76	8.50	10.21	10.95
660	4.04	4.94	6.03	6.53	6.53	7.21	7.90	9.49	10.17
720	3.78	4.62	5.63	6.11	6.11	6.75	7.39	8.87	9.51
780	3.55	4.34	5.30	5.74	5.74	6.34	6.94	8.34	8.94
840	3.35	4.10	5.00	5.42	5.42	5.99	6.56	7.88	8.44
900	3.18	3.89	4.74	5.14	5.14	5.68	6.22	7.47	8.01
960	3.02	3.70	4.51	4.89	4.89	5.40	5.91	7.10	7.62
1020	2.88	3.53	4.31	4.67	4.67	5.15	5.64	6.78	7.27
1080	2.76	3.38	4.12	4.46	4.46	4.93	5.40	6.49	6.95
1140	2.65	3.24	3.95	4.28	4.28	4.73	5.18	6.22	6.67
1200	2.54	3.11	3.80	4.11	4.11	4.55	4.98	5.98	6.41
1260	2.45	3.00	3.66	3.96	3.96	4.38	4.79	5.76	6.17
1320	2.36	2.89	3.53	3.82	3.82	4.22	4.62	5.55	5.95
1380	2.28	2.79	3.41	3.69	3.69	4.08	4.47	5.36	5.75
1440	2.21	2.70	3.30	3.57	3.57	3.95	4.32	5.19	5.56

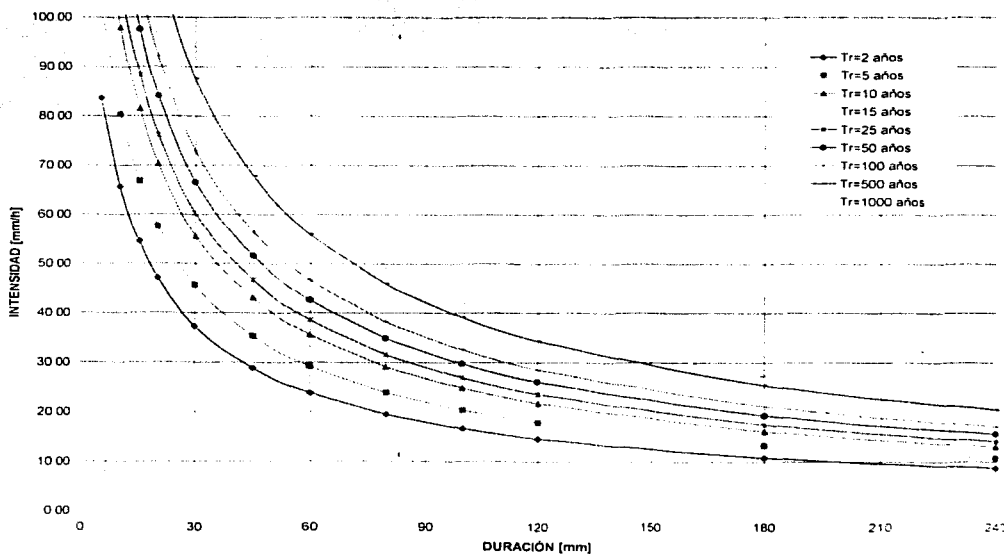


Fig 4.10 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno para la cuenca río San Lorenzo, Estado de México

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.8 Gastos de diseño

El objetivo de este capítulo consiste en determinar la avenida de diseño de la cuenca del río San Lorenzo, para ello se han propuesto diferentes procedimientos para determinar los escurrimientos a partir de la precipitación que los origina, a ellos se les conoce como modelos de lluvia-escurrimiento, y de acuerdo a la información que requieren para su aplicación se clasifican en: empíricos, hidrograma unitario y estadísticos.

4.8.1 Métodos empíricos

A partir de relaciones de lluvia-escurrimiento conocidas en algunas cuencas, se han propuesto ecuaciones que hacen intervenir algunas características fisiográficas de la cuenca, así como información sobre el uso del suelo, condiciones del suelo, pendiente de la cuenca, longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Estos métodos sólo proporcionan el gasto pico.

4.8.1.1 Método de envolventes

Estos métodos toman en cuenta sólo el área de la cuenca. Aunque no son métodos que analicen propiamente la relación entre lluvia y el escurrimiento, se explican por ser de enorme utilidad en los casos en que se requieran sólo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables, o bien cuando se carezca por completo de información de lluvias.

La idea fundamental de estos métodos es relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca A_c en la forma:

$$Q = \alpha A_c^\beta \quad (4.17)$$

donde Q es el gasto máximo y α y β son parámetros empíricos, que también pueden ser función de A_c . Nótese que si se considera que $\beta = 1$ y $\alpha = C_i$, se tendría la fórmula racional

Existe una gran cantidad de fórmulas de este tipo, las más usadas en México son las de Creager y Lowry.

Formula de Creager :
$$q = 1.303 C_c [0.386 A_c]^\mu A_c^{-1} \quad (4.18)$$

Formula de Lowry :
$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad (4.19)$$

$$q = \frac{Q}{A_c} \quad (4.20)$$

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{0.048}} \quad (4.21)$$

donde

- q gasto unitario por unidad de área, en m³/s/km²
- C_c coeficiente empírico
- C_L coeficiente empírico
- A_c área de la cuenca, en km²

Los valores de C_c y C_L se determinan por regiones, para ello se dibujan en papel logarítmico los gastos unitarios máximos q registrados contra sus respectivas áreas de cuencas y se obtiene el valor de C_c y C_L de manera todos los puntos medidos quedan envueltos.

En la Fig. 4.11 se muestran las envolventes de gastos máximos instantáneos de la Región Hidrológica No. 12, así como las mundiales, también se encuentran en ellas las correspondientes fórmulas y coeficientes C, y en la Tabla 4.25 se presenta los gastos obtenidos para la zona en estudio cada una de las envolventes.

**Tabla 4.25 Método de las envolventes
gastos máximos instantáneos**

ENVOLVENTE	C	q (m ³ /s/km ²)	A _c (km ²)	Q (m ³ /s)
MUNDIAL				
CREAGER	100.00	37.87	13.30	503.67
LOWRY	3,512.00	39.58	13.30	526.46
REGIONAL (REGIÓN HIDROLÓGICA No. 12)				
CREAGER	10.32	3.91	13.30	51.98
LOWRY	208.80	2.35	13.30	31.30

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

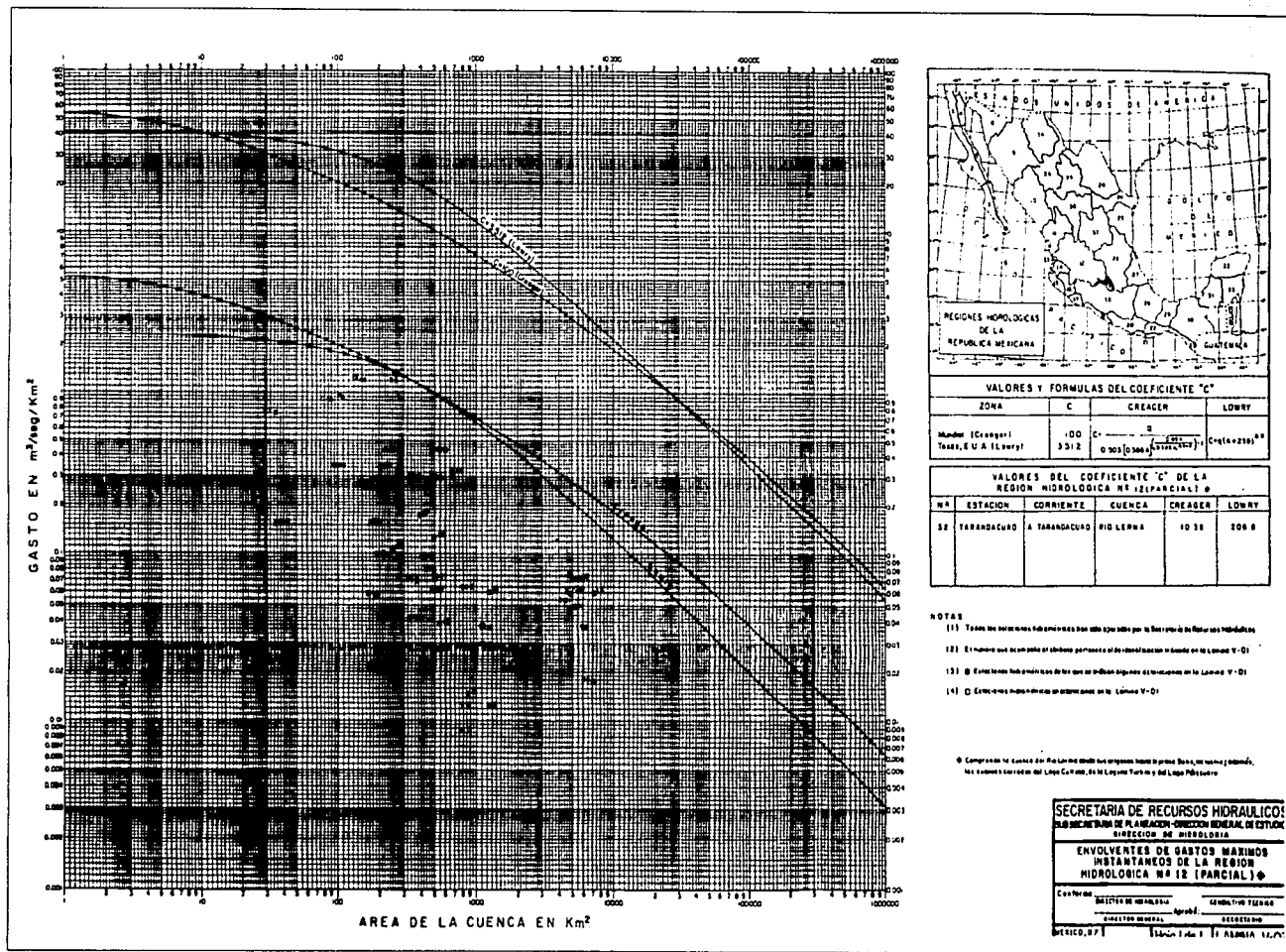


Fig 4.11 Envolventes de gastos máximos instantáneos de la región hidrológica No. 12 (SRH,1972)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.8.1.2 Fórmula racional

Casi todos los métodos empíricos se derivan del método racional, el cual aparece citado en la literatura americana en 1889 por Kuichling, pero otros autores dicen que los principios básicos de este método están explícitos en el trabajo desarrollado por Mulvaney en Irlanda 1851. Este criterio se resume en la ecuación siguiente:

$$Q_p = 0.278 C i A_c \quad (4.22)$$

donde

Q_p gasto de pico, en m^3/s

C coeficiente de escurrimiento, adimensional

i intensidad de lluvia para una duración que, generalmente, se obtiene, igual al tiempo de concentración, en mm/h

A_c área de la cuenca, en km^2

El valor del coeficiente de escurrimiento depende del tipo de área de drenaje, el uso del suelo, etc. y se obtiene con ayuda de la Tabla 4.3.

La intensidad de lluvia se determina de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, ver Fig. 4.10. La selección del valor de i se fundamenta en la estimación de la frecuencia de ocurrencia de ella y de la duración.

Una de las hipótesis de este método es que la tormenta tiene una duración suficientemente grande para permitir que cualquier gota de agua llegue hasta la salida de la misma. La mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual al tiempo de concentración.

Para la aplicación de este criterio se tiene los datos siguientes

Datos

Fig 4.1 $A_c = 13.30 \text{ km}^2$

Ec 4.7 $C = 0.27$

Ec. 4.3, Tabla 4.2 $t_c = 158 \text{ min}$

Ec 4.14 $P = (Tr)$

Fig 4.10 $i = f(Tr)$

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

En la Tabla 4.26 se muestran los gastos de diseño asociados a cada uno de los Tr , considerando que el tiempo de concentración (t_c) es de 158 min, obtenido con el criterio de Kirpich, y un coeficiente de escurrimiento C de 0.27.

**Tabla 4.26 Gastos-Tr, cuenca río San Lorenzo, Estado de México
formula racional**

Tr (años)	Duración (min)	P (mm)	i (mm/h)	C	Area (km ²)	Q (m ³ /s)
2	158	31.43	11.93	0.27	13.30	11.91
5	158	38.47	14.61	0.27	13.30	14.58
10	158	43.79	16.63	0.27	13.30	16.60
20	158	49.12	18.65	0.27	13.30	18.62
50	158	56.16	21.33	0.27	13.30	21.29
100	158	61.49	23.35	0.27	13.30	23.31
200	158	66.81	25.37	0.27	13.30	25.33
500	158	73.85	28.05	0.27	13.30	28.00
1,000	158	79.18	30.07	0.27	13.30	30.02
2,000	158	84.50	32.09	0.27	13.30	32.04
5,000	158	91.54	34.76	0.27	13.30	34.70
10,000	158	96.87	36.79	0.27	13.30	36.72

4.8.2 Hidrogramas unitarios sintéticos

Para aplicar el método del Hidrograma Unitario (HU) se requiere tener registros simultáneos de escurrimiento y precipitación. Tiene la ventaja, respecto a los métodos empíricos, que permite predecir la forma del hidrograma de la avenida y no sólo el gasto máximo o de pico.

Cuando no se dispone de registros simultáneos de precipitación y escurrimiento se puede estimar un Hidrograma Unitario Sintético (HUS) para la cuenca en estudio, conociendo las características fisiográficas de ella. Los métodos más usados son: hidrograma unitario triangular, hidrograma unitario adimensional, método de I-Pai-Wu, método de Chow.

Como no se dispone de datos de lluvia y escurrimientos simultáneos en la zona de estudio se usara los HUS.

4.8.2.1 Hidrograma unitario triangular (HUT)

Para su aplicación se requiere conocer las características fisiográficas de la cuenca, ha sido desarrollado para cuencas pequeñas (área menor a 250 km²) y su forma es triangular, ver Fig. 4.12. Se obtiene el gasto pico con la ecuación siguiente:

$$q_p = 0.208 \frac{\Delta}{t_p} \quad (4.23)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$t_r = 1.67 t_p \quad (4.24)$$

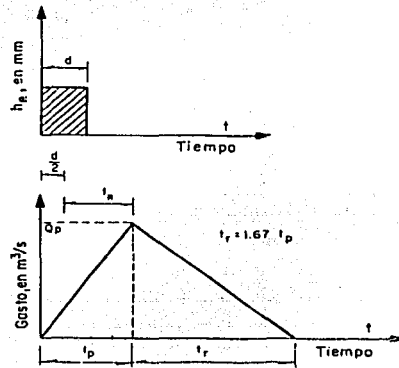
$$t_p = t_c + 0.6 t_c \quad (4.25)$$

$$P_e = P C \quad (4.26)$$

donde

- q_p gasto de pico, en $m^3/s/mm$
- t_p tiempo de pico, en h
- A área de la cuenca, en km^2
- T_r tiempo de retraso, en h
- P altura de lluvia, en mm
- P_e lluvia efectiva, en mm
- C coeficiente de escurrimiento, adimensional

El hidrograma de escurrimiento directo se calcula multiplicando cada una de las ordenadas del hidrograma unitario triangular por la lluvia efectiva, P_e , expresada en mm. En la Tabla 4.27 se muestran los gastos obtenidos mediante esta metodología para la cuenca del río San Lorenzo, Edo. de México.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 4.12 Hidrograma unitario triangular (Fuentes y Franco, 1981)

Tabla 4.27 Gastos- T_r , cuenca río San Lorenzo, Estado de México
hidrograma unitario triangular

T_r (años)	t_c (min)	P (mm)	i (mm/h)	C	A (km^2)	P_e (mm)	t_p (h)	t_r (h)	q_p ($m^3/s/mm$)	Q_p (m^3/s)
50	158	56.16	21.33	0.27	13.30	15.16	3.20	5.35	0.86	13.10
100	158	61.49	23.35	0.27	13.30	16.60	3.20	5.35	0.86	14.34
500	158	73.85	28.05	0.27	13.30	19.94	3.20	5.35	0.86	17.22
1,000	158	79.18	30.07	0.27	13.30	21.38	3.20	5.35	0.86	18.47

4.8.2.2 Hidrograma unitario adimensional del SCS

El Soil Conservation Service de Estados Unidos (SCS, 1975) propone usar el hidrograma unitario adimensional, que se muestra en la Fig. 4.13, el cual fue obtenido a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas.

La forma del hidrograma unitario queda definido al multiplicar los valores de las ordenadas y las abscisas, de la Fig. 4.13, por q_p y t_p , respectivamente, de la manera siguiente:

1. Se escoge un valor de t/t_p y con ayuda de la Fig. 4.13 se obtiene q/q_p
2. Conocido q_p se despeja el valor de q
3. De la relación t/t_p elegida se despeja el valor de t
4. Se repite lo mencionado varias veces y los valores de q y t así calculados se dibujan para definir el hidrograma unitario

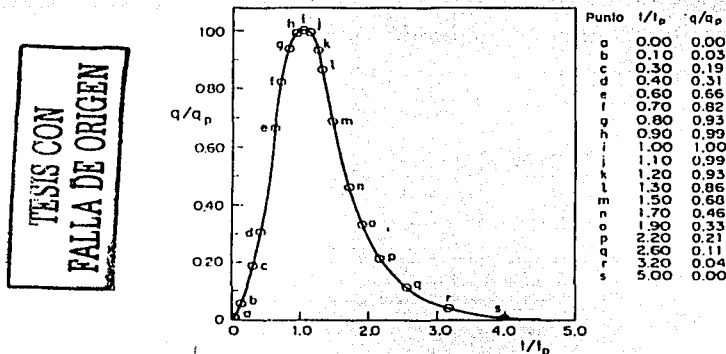


Fig 4.13 Hidrograma unitario del SCS (Fuentes y Franco, 1999)

El hidrograma de escurrimiento directo se obtiene multiplicando cada una de las ordenadas del hidrograma unitario por la lluvia efectiva P_e , expresadas en mm.

Para determinar el hidrograma se calculan:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (4.27)$$

$$t_p = t_c + 0.60t_c \quad (4.28)$$

donde

A área de la cuenca, en km^2
 t_c tiempo de concentración, en h

t_p tiempo de pico, en h
 q_p gasto pico, en $m^3/s/mm$

En la Tabla 4.28 se muestra el cálculo del gasto pico, mientras que en la 4.29 se muestran los hidrogramas unitarios adimensionales y de escurrimiento directo, asociados a cada uno de los periodos de retorno analizados.

Tabla 4.28 Hidrograma unitario adimensional SCS

Tr (años)	t_c (min)	P (mm)	i (mm/h)	C	A (km^2)	P_e (mm)	t_p (h)	q_p ($m^3/s/mm$)	Q_p (m^3/s)
50	158	56.16	21.33	0.27	13.30	15.16	3.20	0.86	13.10
100	158	61.49	23.35	0.27	13.30	16.60	3.20	0.86	14.34
500	158	73.85	28.05	0.27	13.30	19.94	3.20	0.86	17.22
1.000	158	79.18	30.07	0.27	13.30	21.38	3.20	0.86	18.47

Tabla 4.29 Hidrogramas unitarios adimensionales y de escurrimiento directo

U/t_p	q/q_u	t_p (h)	Tr=50 años		Tr=100 años		Tr=500 años		Tr=1000 años	
			$q_{p_e}=0.86$ ($m^3/s/mm$)	$P_e = 15.16$ (mm)	$q_{p_e}=0.86$ ($m^3/s/mm$)	$P_e = 15.60$ (mm)	$q_{p_e}=0.86$ ($m^3/s/mm$)	$P_e = 19.94$ (mm)	$q_{p_e}=0.86$ ($m^3/s/mm$)	$P_e = 21.38$ (mm)
			($m^3/s/mm$)	(m^3/s)	($m^3/s/mm$)	(m^3/s)	($m^3/s/mm$)	(m^3/s)	($m^3/s/mm$)	(m^3/s)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.015	0.32	0.01	0.20	0.01	0.21	0.01	0.26	0.01	0.28
0.20	0.075	0.64	0.06	0.98	0.06	1.07	0.06	1.29	0.06	1.38
0.30	0.160	0.96	0.14	2.09	0.14	2.28	0.14	2.74	0.14	2.94
0.40	0.280	1.28	0.24	3.65	0.24	4.00	0.24	4.80	0.24	5.15
0.50	0.430	1.60	0.37	5.61	0.37	6.14	0.37	7.37	0.37	7.91
0.60	0.600	1.93	0.52	7.82	0.52	8.57	0.52	10.29	0.52	11.03
0.80	0.890	2.57	0.77	11.60	0.77	12.71	0.77	15.26	0.77	16.36
1.00	1.000	3.21	0.86	13.04	0.86	14.28	0.86	17.15	0.86	18.39
1.20	0.920	3.85	0.79	11.99	0.79	13.13	0.79	15.78	0.79	16.92
1.40	0.750	4.49	0.65	9.78	0.65	10.71	0.65	12.86	0.65	13.79
1.60	0.560	5.13	0.48	7.30	0.48	7.99	0.48	9.60	0.48	10.30
1.80	0.420	5.78	0.36	5.48	0.36	6.00	0.36	7.20	0.36	7.72
2.00	0.320	6.42	0.28	4.17	0.28	4.57	0.28	5.49	0.28	5.88
2.20	0.240	7.06	0.21	3.13	0.21	3.43	0.21	4.12	0.21	4.41
2.40	0.180	7.70	0.15	2.35	0.15	2.57	0.15	3.09	0.15	3.31
2.60	0.130	8.34	0.11	1.69	0.11	1.86	0.11	2.23	0.11	2.39
2.80	0.098	8.98	0.08	1.28	0.08	1.40	0.08	1.68	0.08	1.80
3.00	0.075	9.63	0.06	0.98	0.06	1.07	0.06	1.29	0.06	1.38
3.50	0.036	11.23	0.03	0.47	0.03	0.51	0.03	0.62	0.03	0.66
4.00	0.018	12.84	0.02	0.23	0.02	0.26	0.02	0.31	0.02	0.33
4.50	0.009	14.44	0.01	0.12	0.01	0.13	0.01	0.15	0.01	0.17
5.00	0.004	16.04	0.00	0.05	0.00	0.06	0.00	0.07	0.00	0.07

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.8.2.3 Método de I-Pai-Wu

Este método permite calcular el gasto máximo y la forma del hidrograma. Se basa en el modelo lineal propuesto por Nash (1959) para obtener el hidrograma unitario instantáneo. El gasto se calcula mediante la expresión siguiente:

$$Q(t) = \frac{1}{K(n-1)!} \left[\frac{t}{K} \right]^{n-1} e^{-\frac{t}{K}} \quad (4.29)$$

Para calcular el gasto pico se propone usar la ecuación siguiente:

$$Q_p = 0.278 \frac{A_c P_e}{t_p} f(n, t_p) \quad (4.30)$$

donde

- Q_p gasto pico, en m^3/s
- P_e lluvia efectiva, en mm
- A_c área de la cuenca, en km^2
- t_p tiempo de pico, en h
- K coeficiente de almacenamiento

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (4.31)$$

donde la n para la zona de estudio se obtiene como:

$$n = \frac{4t_p}{K} \quad (4.32)$$

$\Gamma(n)$ es la función matemática gamma, dada por:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} \exp(-x) dx \quad (4.33)$$

Para calcular t_p y K se propone utilizar las dos ecuaciones siguientes:

$$t_p = 0.98 (A)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} \quad (4.34)$$

$$K = 0.73 (A)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473} \quad (4.35)$$

donde

- L longitud de la corriente (cauce) principal, en km
- A área de la cuenca, en km^2
- S pendiente del cauce principal, calculada con el criterio de Taylor-Schwartz, expresada en por ciento

Para obtener el hidrograma de escurrimiento se procede de la manera siguiente

- 1) Se calcula con las características fisiográficas de la cuenca, K y t_p
- 2) Se calcula el valor de n
- 3) Conocida n se calcula $f(n, t_p)$
- 4) Se obtiene el gasto pico
- 5) Con t/t_p del hidrograma sintético de la Fig. 4.14, se calcula Q/Q_p o bien esto se puede hacer con la expresión

$$\frac{Q}{Q_p} = \left[\frac{t}{t_p} \right]^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_p} \right)^{-1} \quad (4.36)$$

de cualquiera de las dos maneras propuestas se despeja el valor de Q .

La precipitación efectiva en la cuenca donde se desea calcular el hidrograma de escurrimiento directo es estimada a partir de los datos registrados en una estación llamada base P_b .

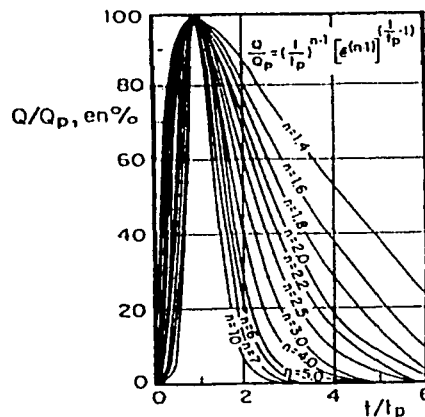


Fig 4.14 Hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu (Fuentes y Franco, 1999)

Con esa información se calculan las curvas i-d-Tr y conocidas éstas se selecciona una duración d , un periodo de retorno Tr de interés y se obtiene i , con ésta $P_b = id$, y luego, con ayuda del número de escurrimiento N ó el coeficiente de escurrimiento C ó el índice de infiltración media, se obtiene la precipitación efectiva en la estación base Pe_b .

Si la estación base está dentro de la cuenca se cumple

$$Pe = Pe_b \quad (4.37)$$

Si la estación base esta fuera de la cuenca se tiene que

$$Pe = FPe_b \quad (4.38)$$

donde F es un factor de ajuste que toma en cuenta la localización de la estación base, y está definido como

$$F = \frac{\text{Prec. en 24 h. en la estación dentro de la cuenca para } Tr = 50\text{años}}{\text{Prec. en 24 h en la estación base para } Tr = 50\text{años}} \quad (4.39)$$

Hay que señalar que este método no proporciona un hidrograma unitario sino el de escurrimiento directo ya que en el cálculo del Q_p , ya se considera a la lluvia efectiva.

Aplicando la metodología mencionada, al caso en estudio, en las Tablas 4.30 y 4.31 se muestran los cálculos del gasto pico y de los hidrogramas de escurrimiento directo, asociados a cada uno de los periodos de retorno analizados.

Tabla 4.30 Gasto pico, método de I-Pai-Wu

Tr (años)	d (min)	P (cm)	i (cm/h)	C	P_e (cm)	F	A (km ²)	L (km)	S %	tp (h)	K	n	I'(n)	f(n,tp)	Qp (m ³ /s)
50	158.00	5.62	2.13	0.27	1.52	1.00	13.30	11.29	0.89	0.88	0.27	12.86	3.36848E+08	1.36	86.53
100	158.00	6.15	2.33	0.27	1.66	1.00	13.30	11.29	0.89	0.88	0.27	12.86	3.36848E+08	1.36	94.73
500	158.00	7.39	2.80	0.27	1.99	1.00	13.30	11.29	0.89	0.88	0.27	12.86	3.36848E+08	1.36	113.79
1,000	158.00	7.92	3.01	0.27	2.14	1.00	13.30	11.29	0.89	0.88	0.27	12.86	3.36848E+08	1.36	121.99

Tabla 4.31 Hidrogramas, método de I-Pai-Wu

t/tp	t h	Q/Qp	Q (m ³ /s)			
			Tr = 50	Tr = 100	Tr = 500	Tr = 1000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	0.66	0.64	55.34	60.59	72.78	78.03
0.85	0.75	0.86	74.59	81.66	98.09	105.16
0.95	0.84	0.98	85.21	93.29	112.05	120.13
1.00	0.88	1.00	86.53	94.73	113.79	121.99
1.10	0.97	0.95	81.85	89.61	107.63	115.39
1.20	1.06	0.81	70.16	76.81	92.26	98.92
1.25	1.10	0.73	62.92	68.89	82.75	88.72
1.50	1.33	0.33	28.20	30.87	37.08	39.76
1.75	1.55	0.10	9.05	9.91	11.90	12.76
2.00	1.77	0.03	2.27	2.49	2.99	3.20
2.50	2.21	0.00	0.09	0.09	0.11	0.12

4.8.2.4 Método de Chow

Permite conocer solamente el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un periodo de retorno dado, y se aplica a cuencas menores de 25 km². El gasto pico de escurrimiento directo se calcula como:

$$Q_p = q_p P_e \quad (4.40)$$

donde

q_p gasto pico del hidrograma unitario, en m³/s/mm
 P_e lluvia efectiva, en mm

Este autor sugiere utilizar un gasto de equilibrio el cual puede evaluarse como:

$$q_e = \frac{A}{3.6d} \quad (4.41)$$

Entendiéndose como gasto de equilibrio, el que se presenta cuando toda el área esta aportando un escurrimiento resultado de la lluvia efectiva de 1 mm durante la duración en exceso d_e .

El factor de reducción Z, propuesto por Chow, puede evaluarse como:

$$Z = \frac{q_p}{q_e} \quad (4.42)$$

Sustituyendo 4.41 y 4.42 en 4.40 se tiene:

$$Q_p = 0.278 \frac{AZP_e}{d} \quad (4.43)$$

Multiplicando la ec. 4.43 en le numerador y denominador por P_{e_b} , que es la lluvia en exceso calculada para la estación base y que está expresada en mm para una duración dada, se tiene:

$$Q_p = AZ \frac{P_{e_b}}{d} \frac{P_e}{P_{e_b}} (0.278) \quad (4.44)$$

considerando que:

$$X = \frac{P_{e_b}}{d} \quad (4.45)$$

$$Y = 0.278 \frac{P_e}{P_{e_b}} \quad (4.46)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Finalmente la ec. 4.44 se puede escribir de la manera siguiente:

$$Q_p = XYZ \quad (4.47)$$

donde X, Y y Z se definen como los factores de escurrimiento, climático y reducción, respectivamente.

Cálculo de los factores X, Y, Z

1. Se obtienen X y Y en función de P_{eb} o P_e , ecs 4.37 ó 4.38.
2. Z se calcula en función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_R , mediante la Fig 4.15. El tiempo de retraso se define como el tiempo que transcurre entre el centroide del hietograma de lluvia efectiva y el tiempo de pico del hidrograma de escurrimiento directo, ver Fig 4.16.

El tiempo de retraso depende, principalmente, de las características fisiográficas de la cuenca y de la forma del hidrograma y es independiente de la duración de la lluvia. Para calcular este tiempo Chow (1962) propone usar la ecuación siguiente

$$t_R = 0.0050 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.64} \quad (4.48)$$

donde

- L longitud del cauce principal, en m
- S pendiente del cauce principal, en %
- t_R tiempo de retraso, en h

Cálculo del gasto máximo

Para obtener el gasto máximo utilizando este método, se recomienda el procedimiento siguiente

- 1) Se elige una duración de lluvia d para la tormenta de diseño, se sugiere empezar con d igual al t_c .
- 2) Se escoge el periodo de retorno de acuerdo con la estructura que se va a diseñar
- 3) Se estima P_e y P_{eb} , como ya se indicó
- 4) Se calculan los factores X y Y
- 5) Se calcula la relación d/t , para determinar el factor Z con ayuda de la Fig 4.15
- 6) Se calcula el gasto de pico con la ec 4.47
- 7) Se repite el procedimiento para otras duraciones
- 8) El valor más grande de los gastos pico calculados corresponde al gasto de diseño

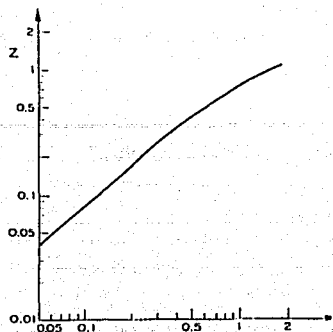


Fig 5.15 Factor de reducción Z
(Fuentes y Franco, 1999)

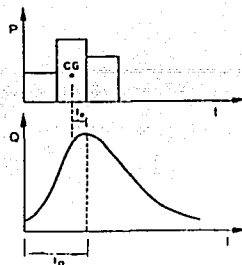


Fig 5.16 Definición del tiempo de retraso
(Fuentes y Franco, 1999)

Aplicando esta metodología, en la Tabla 4.32 se muestran los gastos de diseño.

Tabla 4.32 Gastos-Tr, cuenca río San Lorenzo, Estado de México
método Chow

Tr (años)	d (min)	P=P _b (cm)	i (cm/hr)	N	P _e =P _{ob} (cm)	X	Y	tr (hr)	d/tr	Z	A (km ²)	Q (m ³ /s)
50	180.00	5.81	1.94	78.40	1.70	5.68	0.28	2.04	1.47	0.84	13.30	17.64
100	180.00	6.36	2.12	78.40	2.06	6.86	0.28	2.04	1.47	0.84	13.30	21.29
500	150.00	7.29	2.91	78.40	2.69	10.76	0.28	2.04	1.23	0.77	13.30	30.62
1,000	150.00	7.81	3.12	78.40	3.07	12.26	0.28	2.04	1.23	0.77	13.30	34.91

donde N se define como el numero de escurrimiento y es función del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno. En función de ellos y de la lluvia total P se calcula la lluvia efectiva. En la Tabla 4.33 se muestra la clasificación de los usos del suelo y en función, de la condición de la superficie de la cuenca y de la pendiente del terreno se podrá conocer el valor de N con la ayuda de la 4.34.

Conocidos los valores de N y de la lluvia total P se calcula el de la lluvia efectiva P_e con la ecuación siguiente

$$P_e = \left[\frac{P - \frac{508}{N} + 5.08}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \right]^2 \quad (4.49)$$

ESTADO CON
FALLA DE ORIGEN

Para diferentes tipo de superficie en la cuenca el valor de N, se determina como un promedio pesado por medio de la ecuación siguiente

$$N = \frac{N_1 A_1 + N_2 A_2 + \dots + N_n A_n}{A_c} \quad (4.40)$$

Tabla 4.33 Clasificación de suelos (Fuentes y Franco, 1999)

TIPO	CARACTERISTICAS
Tipo A	Arenas con poco limo y arcilla de tamaño medio (escurrimiento mínimo)
Tipo B	Arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos. mezclas de ambos
Tipo C	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
Tipo D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo)

Tabla 4.34 Valor del número de escurrimiento N, de acuerdo al tipo y uso del suelo (Fuentes y Franco, 1999)

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Pendiente terreno, en %	Tipo de suelos				
			A	B	C	D	
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	---	45	66	77	83	
	Normal, transpiración media	---	36	60	73	79	
	Espeso o alta transpiración	---	25	55	70	77	
Caminos	De tierra	---	72	82	87	89	
	Superficie dura	---	74	84	90	92	
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	---	56	75	86	91	
	Ralo, baja transpiración	---	46	68	78	84	
	Normal, transpiración media	---	36	60	70	76	
	Espeso, alta transpiración	---	26	52	62	69	
Descanso (sin cultivo) Cultivos en surco	Muy espeso, alta transpiración	---	15	44	54	61	
	Surcos rectos	---	77	86	91	94	
	Surcos rectos	>1	72	81	88	91	
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89	
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	>1	69	79	84	88	
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	<1	65	75	82	86	
	Terrazas	>1	66	74	80	82	
	Terrazas	<1	62	71	78	81	
	Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
		Surcos rectos	<1	58	72	81	85
Surcos en curvas de nivel		>1	64	75	83	85	
Surcos en curvas de nivel		<1	55	69	78	83	
Terrazas		>1	63	73	80	83	
Terrazas		<1	51	67	76	80	
Pastizal	-----	>1	68	79	86	89	
	-----	<1	39	61	74	80	
	Contorneo	>1	47	67	81	88	
	Contorneo	<1	6	65	70	79	
Potrero permanente Cereales	-----	---	30	58	71	78	
	Surcos rectos	>1	65	76	84	88	
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87	
	Contorneo	>1	63	74	82	85	
	Contorneo	<1	61	73	81	84	
	Terrazas	>1	61	72	79	82	
	Terrazas	<1	59	70	78	81	
	-----	---	100	100	100	100	

Para la cuenca del río San Lorenzo se obtuvo el siguiente valor de N

Datos

Fig 4.1	A = 13.30 km ²						
Tabla 4.33 y Fig 4.1	TIPO C						
Tabla 4.34 y Fig 4.1 (bosque naturales)	30%	N= 70	<table><tr><td>Ai</td><td>NiA</td></tr><tr><td>3.99</td><td>279.30</td></tr></table>	Ai	NiA	3.99	279.30
Ai	NiA						
3.99	279.30						
Tabla 4.34 y Fig 4.1(cultivo en surco)	70%	N= 82	<table><tr><td>9.31</td><td>763.42</td></tr></table>	9.31	763.42		
9.31	763.42						
Ec 4.50	SUMA		<table><tr><td>13.30</td><td>1042.72</td></tr></table>	13.30	1042.72		
13.30	1042.72						
Ec 4.50	N		<table><tr><td>78.40</td></tr></table>	78.40			
78.40							
Ec 4.49	P _e = f(N, P)						

4.8.3 Métodos estadísticos

Para su aplicación se requiere conocer de datos de escurrimientos medidos en una estación hidrométrica, lo que para la zona en estudio no existe, es decir no hay ninguna estación hidrométrica y por lo tanto no son aplicables estos criterios.

4.9 Hidrogramas de diseño

4.9.1 Hidrogramas de diseño río San Lorenzo

En la Tabla 4.35 se resumen los gastos pico o máximos arrojados por cada uno de los modelos lluvia-escurrimiento utilizados. Como se observa los obtenidos mediante el método Racional, Chow, y la envolvente de Lowry-Regional están dentro del mismo rango, por lo que en primer instancia se pueden seleccionar cualquiera de ellos como los de diseño.

Los métodos de las envolventes mundiales dan resultados incongruentes, Creager-regional da gastos muy por arriba de los registrados en cuencas vecinas a la zona en estudio, HUT y HUI (SCS) dan gastos muy conservadores y por último I-Pai-Wu no aplica para esta cuenca dado que también da gastos muy por arriba de los promedios.

Finalmente los gastos de diseño seleccionados son los utilizados por el método racional, esto debido a que es un criterio bastante probado y que arroja buenos resultados en cuencas pequeñas, que es el caso que nos ocupa.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

**Tabla 4.35 Resumen gastos-Tr
cuencia río San Lorenzo, Estado de México**

Tr años	MUNDIAL (m ³ /s)		REGIONAL (m ³ /s)		RACIONAL	HUT	HUA-SCS	CHOW	I-PAI-WU	DISEÑO
	CREAGER	LOWRY	CREAGER	LOWRY	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		(m ³ /s)
	503.67	526.46	51.98	31.30						
50					21.29	13.10	13.10	17.64	97.23	21.29
100					23.31	14.34	14.34	21.29	117.38	23.31
500					28.00	17.22	17.22	30.62	153.44	28.00
1,000					30.02	18.47	18.47	34.91	174.92	30.02

Para realizar los análisis hidráulicos, que se describe en el capítulo 7, hay que definir las condiciones de frontera. En el caso en estudio aguas arriba estará definida por el hidrograma de entrada, mientras que aguas abajo será los niveles que se tengan en el río Lerma.

Para dar forma a los hidrogramas de entrada, que se utilizaran en las simulaciones hidráulicas, se empleara el criterio propuesto por el hidrograma unitario adimensional visto en cap. 4.8.2.2. En la Tabla 4.36 y Fig 4.17 se muestra la construcción de estos hidrogramas, donde el valor de los gastos pico son los que corresponden al método racional.

Tabla 4.36 Hidrogramas en el del río San Lorenzo, Estado de México

HUA		tp	h	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000
t/t _p	q/q _u			Q _p =18.62 (m ³ /s)	Q _p =21.29 (m ³ /s)	Q _p =23.31 (m ³ /s)	Q _p =28.00 (m ³ /s)	Q _p =30.02 (m ³ /s)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.015	0.32	0.28	0.28	0.32	0.35	0.42	0.45
0.20	0.075	0.64	1.40	1.40	1.60	1.75	2.10	2.25
0.30	0.160	0.96	2.98	2.98	3.41	3.73	4.48	4.80
0.40	0.280	1.28	5.21	5.21	5.96	6.53	7.84	8.41
0.50	0.430	1.60	8.01	8.01	9.15	10.02	12.04	12.91
0.60	0.600	1.93	11.17	11.17	12.77	13.99	16.80	18.01
0.80	0.890	2.57	16.57	16.57	18.95	20.75	24.92	26.72
1.00	1.000	3.21	18.62	18.62	21.29	23.31	28.00	30.02
1.20	0.920	3.85	17.13	17.13	19.59	21.45	25.76	27.62
1.40	0.750	4.49	13.97	13.97	15.97	17.48	21.00	22.52
1.60	0.560	5.13	10.43	10.43	11.92	13.05	15.68	16.81
1.80	0.420	5.78	7.82	7.82	8.94	9.79	11.76	12.61
2.00	0.320	6.42	5.96	5.96	6.81	7.46	8.96	9.61
2.20	0.240	7.06	4.47	4.47	5.11	5.59	6.72	7.20
2.40	0.180	7.70	3.35	3.35	3.83	4.20	5.04	5.40
2.60	0.130	8.34	2.42	2.42	2.77	3.03	3.64	3.90
2.80	0.098	8.98	1.82	1.82	2.09	2.28	2.74	2.94
3.00	0.075	9.63	1.40	1.40	1.60	1.75	2.10	2.25
3.50	0.036	11.23	0.67	0.67	0.77	0.84	1.01	1.08
4.00	0.018	12.84	0.34	0.34	0.38	0.42	0.50	0.54
4.50	0.009	14.44	0.17	0.17	0.19	0.21	0.25	0.27
5.00	0.004	16.04	0.07	0.07	0.09	0.09	0.11	0.12

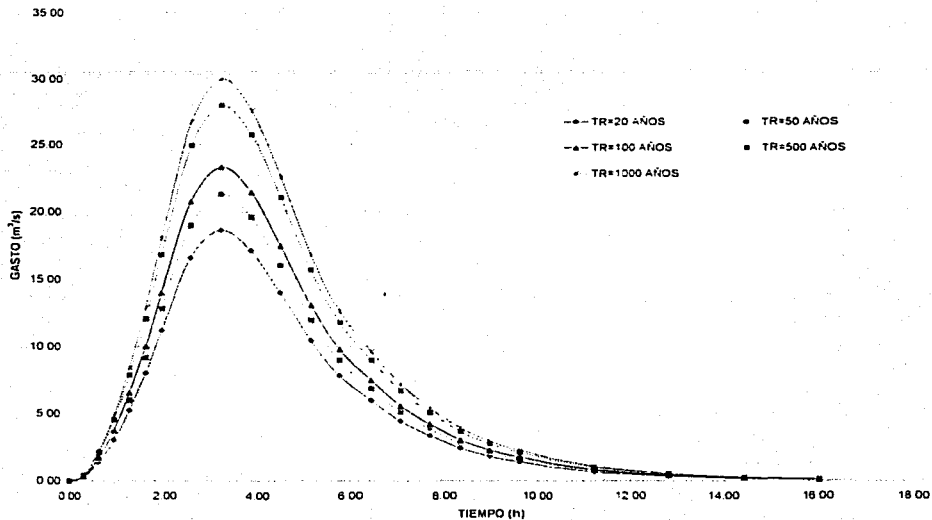


Fig 4.17 Hidrogramas en el del río San Lorenzo, Estado de México

4.9.2 Hidrogramas de diseño río Lerma

Como se ha mencionado anteriormente, el río San Lorenzo descarga al Lerma, por lo que es necesario obtener la elevación del agua sobre éste, ya que ellos serán los niveles de control para los análisis hidráulicos correspondientes.

Para obtener estos niveles, se realizarán los análisis hidráulicos descritos en el cap. 7 de este trabajo. En este caso los gastos a considerar serán los obtenidos del análisis de frecuencia de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica la "Y", localizada sobre el río Lerma, ver Tabla 4.16.

En subcapítulo. 4.2 se hicieron estos análisis, obteniéndose los gastos asociado a diferentes Tr.

**Tabla 4.37 Gastos-Tr
estación hidrométrica La "Y"**

Tr (año)	Q (m ³ /s)
20	30.96
50	33.66
100	35.46
500	39.10
1000	40.50

Para obtener la forma de los hidrogramas de la estación hidrométrica La "Y", sobre el río Lerma, se utilizó la técnica de "mayoración", la cual consiste en seleccionar la avenida más desfavorable ocurrida en el sitio y haciendo el cociente del gasto de pico de diseño, entre el gasto de pico máximo registrado, se obtiene un factor, con el cual se multiplica las ordenadas del hidrograma medido resultando el hidrograma de diseño.

$$F = \frac{Q_{p \text{ diseño}}}{Q_{p \text{ máximo registrado}}} \quad (4.47)$$

Como se menciona en la estación hidrométrica La "Y" no se dispone de ninguna avenida registrada, por lo que se recurrió a la estación hidrométrica "Puente Carretero II", localizada a 16 km aguas arriba de La "Y", seleccionándose para ello la avenida del mes de octubre de 1976, la cual se muestra en la Fig. 4.18.

En la Tabla 4.38 se muestra el cálculo del factor con el cual hay que multiplicar las ordenadas del hidrograma medido para obtener los hidrogramas de diseño en la estación hidrométrica La "Y", los cuales se muestran en la Fig 4.19.

**Tabla 4.38 Gastos-Tr
estación hidrométrica la "Y"**

Tr (año)	Q _p diseño (m ³ /s)	Q _p máximo registrado (m ³ /s)	F
20	30.96	7.63	4.06
50	33.66	7.63	4.41
100	35.46	7.63	4.65
500	39.10	7.63	5.12
1000	40.50	7.63	5.31

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

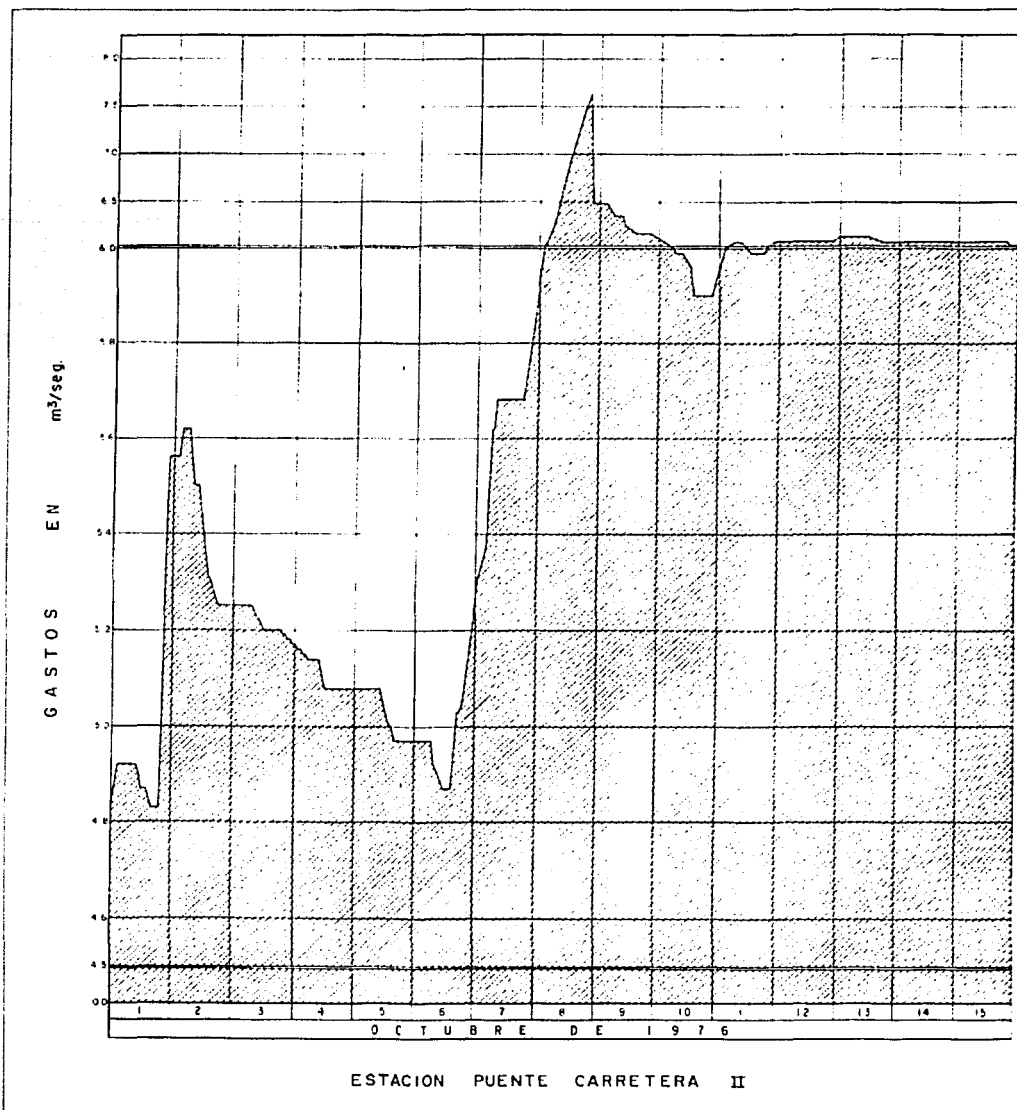


Fig 4.18 Hidrograma de la creciente registrada en octubre de 1976 en la estación hidrometrica Puente Carretero II (SRH, 1976)

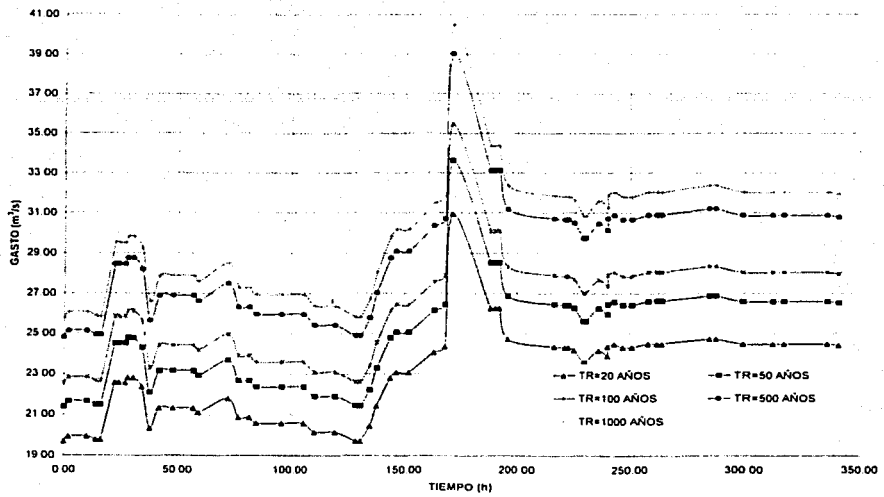


Fig 4.19 Hidrogramas de diseño estación hidrométrica la "Y"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5 ESTUDIO DE HIDRÁULICA-FLUVIAL

En Hidráulica Fluvial se estudian problemas que se presentan al tratar con corrientes naturales y canales, cuyas paredes y fondo están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la corriente. En este capítulo se presenta los aspectos de esta rama de la hidráulica que se requieren para la zona en estudio y son los siguientes

Entre los problemas que se trata de resolver en este capítulo están:

- Determinación de tirantes y velocidades en cauces naturales
- Cuantificación del material sólido, transportado por el río y que puede llegar a depositarse en vasos o en planicies
- Estudio de las condiciones de equilibrio de los cauces aguas abajo de grandes embalses
- Diseño de obras de protección contra erosiones locales y para prevención contra corrimientos de las márgenes
- Determinación de las erosiones locales aguas abajo de rápidas o descargas y al pie de pilas y estribos de puentes

Los ríos y arroyos permiten el transporte de agua y sedimento. El sedimento está formado por todas las partículas, cualquiera que sea el tamaño, provenientes de rocas y suelos de una cuenca, que son arrastrados y transportados por una corriente. Por tanto, no se incluyen en él ni la materia orgánica ni las sales disueltas en el agua. En la Hidráulica Fluvial se trabaja, principalmente, con agua y con el material sólido que constituye los sedimentos.

Al cuantificar las características y propiedades del río, es usual, en la Hidráulica Fluvial de ríos, el disponer de varios métodos para ello, estos pueden conducir, en ocasiones, a resultados muy diferentes entre si, y que cuando ocurre, únicamente es factible conocer cuál es el resultado más correcto con base en la experiencia o en un adecuado conocimiento del tramo de río que se estudia.

Por lo anterior, al presentar la forma de evaluar un fenómeno cualquiera se presentaran más de dos criterios.

Específicamente en este capítulo se evaluará lo siguiente

- 5.1 Transporte de sedimentos
- 5.2 Estabilidad de cauces
- 5.3 Velocidad permisible
- 5.4 Socavación general

El gasto de diseño utilizado para la evaluación de estas características es de 21.29 m³/s, asociado a Tr de 50 años, las propiedades geométricas e hidráulicas del río San Lorenzo, para la cual se evaluarán estas características será para la **opción 3** (ver cap. 7.4 Opción seleccionada) cuyas características son las siguientes

Tabla 5.1 Características geométricas de la opciones seleccionada

OPCION	b m	TALUD BORDO	n	S	TRAMO KILOMETRAJE		No
3	10.0	2	0.035	0.00241	0+000 AL 1+170	1	
				0.00438	1+170 AL 2+800	2	
				0.00762	2+800 AL 5+065	3	

Esto es, una sección trapezoidal, con ancho de plantilla de 10.0 m, talud 2:1, coeficiente de rugosidad n de 0.035 y rasante de rectificación (pendiente) de 0.00241, 0.00438 y 0.00762, según los kilometrajes indicados.

Para cada una de estas pendiente, se evaluó el transporte de sedimentos, la estabilidad de cauce, la velocidad permisible y la socavación general, con el objeto de identificar la variación de estos a lo largo del río para la opción seleccionada.

5.1 Transporte de sedimentos

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua.

Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, la carga total de sedimento se puede analizar en dos grandes grupos: el de fondo y el de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material de fondo o álveo del cauce y el segundo el que se encuentra dentro de ese material. Este último está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La principal diferencia en el comportamiento entre el material de fondo y el de lavado consiste en que el primero depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del materia, por tanto si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el fondo, transportarán la misma cantidad de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto, material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así dos ríos semejantes con igual material de fondo, pero uno con una cuenca protegida o forestada y el otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado.

Algunos investigadores han establecido que existen seis clases de transporte, en la Fig 5.1 se muestra cada uno de ellos.

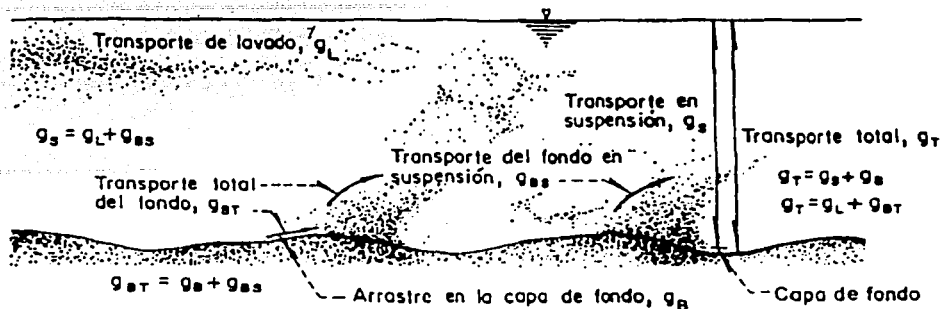


Fig 5.1 Diferentes formas del transporte de sedimento (Maza y Garcia, 1996)

La notación establecida para las formas de transporte es la siguiente

Formas de transporte

1. Arrastre de la capa de fondo
2. Transporte del fondo en suspensión
3. Transporte de fondo o transporte total del fondo
4. Transporte de lavado
5. Transporte en suspensión
6. Transporte total

	kgf/s/m	kgf/s	m ³ /s/m	m ³ /s
	N/s/m	N/s		
1.	g_B	G_B	q_B	Q_B
2.	g_{BS}	G_{BS}	q_{BS}	Q_{BS}
3.	g_{BT}	G_{BT}	q_B	Q_{BT}
4.	g_L	G_{BL}	q_L	Q_L
5.	g_s	G_{BS}	q_s	Q_s
6.	g_T	G_{BT}	q_T	Q_T

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen. Si se expresa en peso se designa la letra " g_x " cuyas unidades serán kgf/s m ó N/s m y si se expresa en volumen, se designa con la letra " q_x " y sus unidades son m³/s m. Es muy importante tener en mente que el volumen q_x obtenido con las formulas de transporte es el ocupado por las partículas sólidas sin dejar hueco entre ellas.

La relación entre g_x y q_x esta dada por:

$$g_x = \gamma_s q_x \quad (5.1)$$

$$G_x = b g_x \quad (5.2)$$

$$Q_x = b q_x \quad (5.3)$$

Donde

- b ancho del fondo o canal
- γ_s peso específico de las partículas

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

q_x , g_x transporte unitario de sedimentos expresado en volumen (m^3/sm) o en peso ($kgf/s m$), respectivamente

Q_x , G_x transporte de sedimento que pasa por la sección completa de un cauce expresado en volumen (m^3/s) o en peso (kgf/s), respectivamente

El volumen real V_x que ocuparía el material transportado, si llegara a depositarse, se obtiene de la relación:

$$V_x = \frac{q_x b \Delta t}{(1-n)} = \frac{g_x b \Delta t}{\gamma_s (1-n)} = \frac{Q_x \Delta t}{(1-n)} = \frac{G_x \Delta t}{\gamma_s (1-n)} \quad (5.4)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (5.5)$$

Donde

Δt intervalo de tiempo

V_x volumen real ocupado por los sedimentos que pasan por una sección, en el lapso de Δt , una vez que ellos se han depositado

n porosidad del material depositado

e relación de vacíos

A continuación se describen cada una de las formas de transporte de sedimentos, para estos casos emplearemos la notación Q_x .

1 Arrastre de la capa de fondo (Q_B). Es el material de fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo, cuyo espesor, según Einstein, es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. El arrastre de la capa de fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material de fondo.

2 Transporte del fondo en suspensión (Q_{BS}). Esta formado por el material de fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión, es decir, dentro del interior del líquido y por arriba de la capa de fondo. Se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, la geometría del cauce y las propiedades físicas del material del fondo.

3 Transporte de fondo o transporte total del fondo (Q_{BT}). Esta formado por el material de fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. Por tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte del fondo en suspensión. Se cumple por tanto la relación siguiente:

$$Q_{BT} = Q_B + Q_{BS} \quad (5.6)$$

4 Transporte de lavado (Q_L). Esta formado por el material fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material de fondo del cauce, al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia, o bien, proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores de 0.062 mm, se considera material de lavado.

El transporte de lavado depende de la cantidad de partículas finas que la cuenca aporta al río bajo la acción de la lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no está representada en la curva granulométrica del material de fondo.

5 Transporte en suspensión (Q_s). Está formado por la totalidad de las partículas que son transportadas en suspensión. Por tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del lavado mas el del fondo en suspensión. De acuerdo a lo mencionado, se cumple la relación siguiente:

$$Q_s = Q_{Bs} + Q_L \quad (5.7)$$

Cuando se toma una muestra de agua en una corriente natural, se obtiene siempre la concentración relacionada al transporte en suspensión, ya que en ella puede haber tanto material de lavado como partículas que proceden del fondo.

Al tomar una muestra de agua-sedimento conviene separar el material que procede del fondo y el material de lavado. Una manera práctica de hacerlo consiste en pasar la muestra a través de una malla 200, cuya apertura es de 0.074 mm (valor cercano a 0.062 mm establecido como separación entre ambos materiales), y las partículas que queden retenidas en la malla corresponden al material del fondo y las que pasan y quedan en la charola al material de lavado.

6 Transporte total (Q_T). Esta formado por todas las partículas que son transportadas por el río, que procedan del fondo y de lavado. Se cumple lo siguiente:

$$Q_T = Q_L + Q_{BT} \quad (5.8)$$

$$Q_T = Q_L + Q_{Bs} + Q_B \quad (5.9)$$

Se han desarrollado y propuesto una gran cantidad de métodos para cuantificar el transporte de sedimentos; la mayoría de ellos son empíricos, las ecuaciones que cada autor propone usar fueron obtenidas, principalmente, con datos de laboratorio y aunque utiliza números adimensionales, no siempre los resultados se pueden extrapolar a otras condiciones que sean muy diferentes de aquellas para las cuales fueron obtenidas.

Es bien sabido que el transporte de sedimentos es un fenómeno complejo y, por tanto, lo es su cuantificación, la imprecisión de los datos adquiridos, la falta de una teoría

sólida, el seleccionar diámetros representativos diferentes y no poder representar el comportamiento complejo de todas las partículas del fondo dentro de la capa de fondo, ha obligado a que todos los métodos propuestos sean empíricos en mayor o menor grado.

Cuando se tiene que evaluar el transporte de sedimentos en problemas de ingeniería, y ante el número tan grande de métodos y ante la imposibilidad de garantizar cual de ellos es más preciso que el resto, se observa que en la gran mayoría de los casos, los especialistas recomiendan lo siguiente:

1. Aplicar algún método al que se le tiene mayor confianza debido a los resultados que se han obtenido en aplicaciones anteriores, o bien el que este de moda en ese momento o que se haya incluido en algún manual o procedimiento; o bien lo utilizan por tener la misma nacionalidad que el autor del método o porque el método se desarrolló en la misma institución donde trabaja.
2. Emplean 3 o más métodos y con los resultados de ellos se obtiene un promedio.
3. Manejan 3 o más métodos y seleccionan los valores mínimo y máximo e indican que el transporte de sedimentos puede variar entre esos dos extremos.

EL capítulo 10 "Transporte de Sedimentos" del Manual de Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua y del Instituto de Ingeniería, UNAM, recomienda aplicar el punto número 3 pero al seleccionar esos tres o más métodos, se recomienda verificar que, para los datos del problema, las variables y los números adimensionales de cada método estén dentro de los límites que rigen a cada procedimiento.

Los métodos más completos son aquellos con los que se obtiene el transporte total, sin embargo, no en todos los problemas reales es necesario cuantificar el transporte total; así por ejemplo, para conocer el tiempo en que se azolve el tramo de río aguas arriba de una presa derivadora, hay que calcular el transporte de fondo o sólo el arrastre en la capa de fondo, sin tomar el gasto de lavado. En cambio, para calcular la pérdida de capacidad o volumen del embalse de una gran presa se necesita cuantificar el transporte total.

Por lo anterior, para este trabajo, para bordos de protección, se recomienda cuantificar el gasto sólido del río empleando los métodos que permiten cuantificar el transporte de fondo (g_{BT}) sin distinguir lo arrastrado en la capa de fondo y lo transportado en suspensión. Asimismo, como resultado de los estudios de Geotécnica, se observa que a lo largo del cauce se presenta suelos granulares y específicamente arenas-medias, mal graduadas con poca grava y pocos finos y márgenes arcillosas, por lo que los criterios recomendados para estos tipos de suelos y que se aplicarán para la determinación del gasto sólido serán los siguientes:

1 Método Engelund y Hansen: Esta basado en los resultados de cuatro conjuntos de experimentos en que utilizaron arenas, y los diámetros medios de cada uno de ellos fueron de 0.19 mm, 0.27 mm, 0.45 mm y 0.93 mm.

2 Método de Karim y Kennedy: Para obtener las ecuaciones que propusieron usaron un análisis de regresión múltiple no lineal, apoyados en 615 datos, y 322 para comprobar dichas ecuaciones. En principio este criterio se aplica a cualquier tipo de régimen: inferior, transición o superior, y para cualquier material desde arenas muy finas hasta gravas gruesas. Tiene como limitante el que el material del fondo debe ser uniforme o mal graduado.

El tipo de régimen esta referido a la configuración de fondo del cauce natural, el cual puede ser plano o tener ondulaciones, el primero ocurre cuando no hay arrastre de partículas y el segundo cuando si lo hay. Existe por lo tanto una dependencia entre la forma y tamaño de las ondulaciones y el tirante y velocidad de la corriente. Se dice que esta en régimen inferior si se presentan rizos y dunas y en régimen superior si son de fondo plano o con antidunas (Maza y Franco, 1981).

3 Método de Brownlie: Evalúa el transporte de sedimentos mediante un análisis de regresión; este investigador utilizó una gran cantidad de datos, tanto de laboratorio como de campo, los cuales corresponden a material arenoso, por lo que se recomienda utilizarlo en cauces arenosos.

4 Método de Yang: Este método presenta una ecuación para estimar o cuantificar la concentración total de sedimento del fondo, C_{BT} expresadas en partes por millón en peso. Las ecuaciones tienen en cuenta la potencia unitaria de la corriente, la que es igual al producto de la velocidad del flujo U por la pendiente hidráulica S . El producto US se obtiene de la relación entre la energía potencial consumida por el peso unitario de agua.

5 Método Meyer-Peter y Müller: Este método solo cuantifica el arrastre de la capa de fondo, para materiales granulares. Es un método muy utilizado, sirve para mezclas naturales de sedimento cualquiera que sea su peso específico, así como cuando el material de fondo tiene diámetros uniformes o mezcla de diámetros. Estas fórmulas permiten evaluar los parámetros hidráulicos cuando se presenta la condición de inicio de transporte.

En el capítulo 10 del Manual mencionado, se presenta la secuencia de cálculo para cada uno de los métodos anteriores, y como se ha comentado anteriormente, la evaluación se realizó para la opción 3 y a lo largo de todo el río donde existe cambio de pendiente.

Para la evaluación del gasto sólido del río, se preparó una "hoja de cálculo" en excel, donde se presentan como datos básicos las características geométricas, hidráulicas y propiedades granulométricas del río. Así mismo, se muestran los cinco métodos empleados, conteniendo en cada uno de ellos en forma secuencial, los cálculos previos requeridos para la determinación del gasto sólido.

En la Fig. 5.2 se muestra la curva granulométrica efectiva o característica del material que constituye el cauce del río San Lorenzo.

En la Tabla 5.2 se muestra el resumen del transporte de sedimentos, en el río San Lorenzo, mientras que en las Tablas 5.3, 5.4 y 5.5 se muestran los cálculos numérico correspondientes para cada uno de los tramos de la rasante de rectificación (pendiente) de 0.00241, 0.00438 y 0.00762 respectivamente.

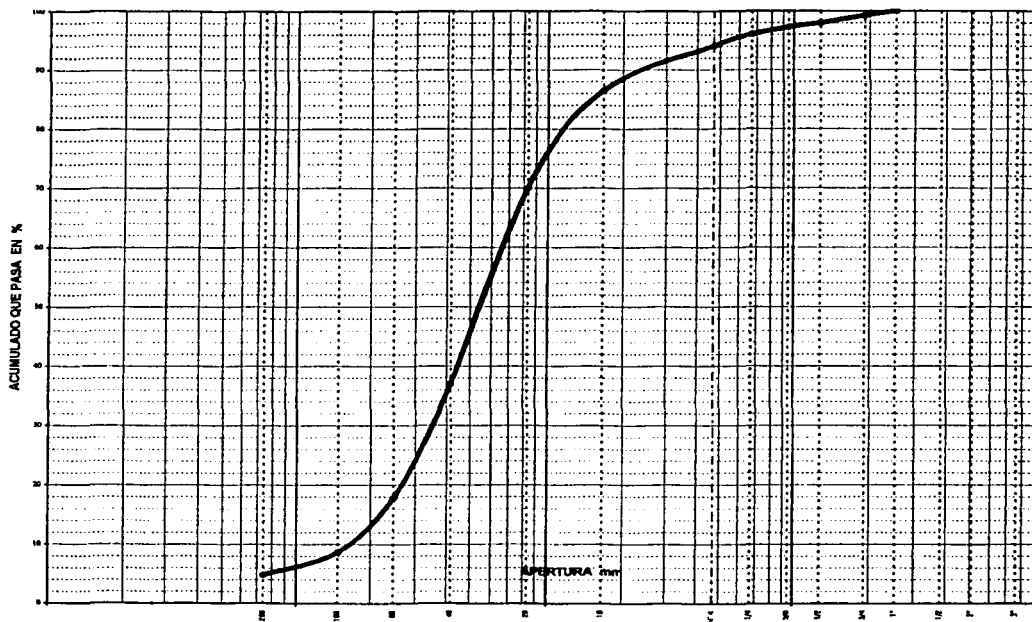
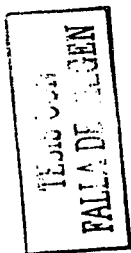


Fig 5.2 Curva granulométrica característica del material que constituye el cauce del Río San Lorenzo, Estado de México

Tabla 5.2 Resumen, transporte de sedimentos en el río San Lorenzo para $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$

METODO	KM 0+000 AL 1+170 $Q_{BT} (\text{m}^3/\text{s})$ (1)	KM 1+170 AL 2+800 $Q_{BT} (\text{m}^3/\text{s})$ (2)	KM 2+800 AL 5+065 $Q_{BT} (\text{m}^3/\text{s})$ (3)
ENGELUND Y HANSEN	0.0164	0.0897	0.2367
KARIM Y KENNEDY	0.0030	0.0697	0.2143
BROWNLIE	0.0008	0.0310	0.0747
YANG	0.0119	0.0500	0.1011
MEYER-PETER Y MÜLLER	0.0166	0.0093	0.0169



Como se observa en el cuadro anterior y, como era de esperarse, cuando mayor es la pendiente, el transporte de sedimento también lo es y viceversa, el método que arroja los mayores valores es el de Engelund y Hansen y los menores son los arrojados por Brownlie para el tramo 1 y Meyer-Peter y Müller para los tramos 2 y 3.

Como se ha comentado anteriormente, uno de los objetivos de este capítulo es cuantificar el material sólido transportado por el río, que puede llegar a depositarse en vasos o planicies, cuantificar la pérdida de capacidad o volumen del embalse de una presa y conocer el tiempo en que se azolva el tramo de río, entre otras cosas.

Siguiendo el criterio propuesto por el capítulo 10 del Manual mencionado, de manejar 3 o más métodos y seleccionar los valores mínimo y máximo e indicar que el transporte de sedimentos puede variar entre esos dos extremos y tomando la condición más desfavorable, correspondiente al tramo 3, se tiene que el transporte total del fondo (Q_{BT}), en el río San Lorenzo varía entre 0.0169 y 0.2367 m^3/s ; los cuales expresados en volumen y aplicando la ec 5.4 se tiene que este oscila entre 86,400 y 7,466,089.99 m^3 anuales.

TABLA 5.3 DETERMINACIÓN DEL GASTO SÓLIDO DEL RÍO SAN LORENZO, EDO. DE MÉXICO
TRAMO KM 0+000 AL 1+170

DATOS PARTICULARES:

DATOS GENERALES

pendiente tramo S = 0.002410
talud izq ki = 2
talud der kd = 2
coeficiente rug n = 0.035

b = 10.00 m
Bm = 16.24 m

Distribución prob del tramo LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
D84 = 1.30 mm
D90 = 1.66 mm
Dm = 0.80 mm
D35 = 0.77 mm
σg = 2.354
U = 0.510 m/s
Q = 21.290 m³/s
B = 22.480 m
A = 50.660 m²
d = 3.120 m
dm = 2.254 m
Rh = 2.11 m
P = 23.953 m

γs = 2.650 kg/m³
Δ = 1.65

T = 25° C
V = 8.970E-07 m²/s
g = 9.81 m/s²
γ = 1.000 kg/m³

ENGELUND Y HANSEN	KARIM Y KENEDY	METODO DE BROWNLIE	METODO DE YANG	METODO MEYER-PETER Y MULLER
$\tau_b = 5.10 \text{ kgf/m}^2$ $g_{BT} = 2.67 \text{ kgf/s m}$ $G_{BT} = 43.43 \text{ kgf/s}$ $Q_{BT} = 0.0164 \text{ m}^3/\text{s}$	$D^* = 14.96$ $\tau_{*c} = 0.032$ $\tau_* = 5.62$ $(g \Delta D_{50})^{0.5} = 0.00005$ $(g \Delta D_{50})^{0.5} = 0.09435$ $U/(g \Delta D_{50})^{0.5} = 5.41$ $\tau_{*c}^{0.5} = 2.19$ $d/D_{50} = 5.67273$ factor = 1.26 $g_{BT} = 0.48 \text{ kgf/s m}$ $G_{BT} = 7.85 \text{ kgf/s m}$ $Q_{BT} = 0.0030 \text{ m}^3/\text{s}$	$cf =$ coeficiente de ajuste que vale $cf = 1.00$ para condiciones de laboratorio $cf = 1.27$ para condiciones de campo $D^* = 14.96$ $\tau_{*c} = 0.032$ $\tau_g = 2.36$ $F_{gc} = 2.26$ $F_g = 5.4052$ $F_g \cdot F_{gc} = 3.15$ $D_{50}/Rh = 0.0002601$ $g_{BT} = 0.12 \text{ kgf/s m}$ $G_{BT} = 1.99 \text{ kgf/s}$ $Q_{BT} = 0.0008 \text{ m}^3/\text{s}$	$F_s = 0.76$ $U_* = 0.09 \text{ m/s}$ $U_* = 0.22 \text{ m/s}$ $Dm/\tau_{*c} = 7.650E+01$ $U_* = 2.59$ $US/\tau_{*c} = 0.01$ $\text{Log } C_{BT} = 3.09$ $C_{BT} = 1.22128 \text{ ppm}$ $g_{BT} = 1.94 \text{ kgf/s m}$ $G_{BT} = 31.56 \text{ kgf/s}$ $Q_{BT} = 0.0119 \text{ m}^3/\text{s}$	$(g \Delta D_{50})^{0.5} = 0.00009$ $n^* = 0.01$ $(n^*/m)^{0.5} = 0.23$ $\tau_* = 5.62$ $g_b = 2.70 \text{ kgf/s m}$ $G_b = 43.92 \text{ kgf/s}$ $Q_b = 0.0166 \text{ m}^3/\text{s}$

TESIS CON
FALLA DE ENGELUND

TABLA 5.4 DETERMINACIÓN DEL GASTO SÓLIDO DEL RÍO SAN LORENZO, EDO. DE MÉXICO
TRAMO KM 1+170 AL 2+800

DATOS PARTICULARES:

pendiente tramo S = 0.004380
talud izq ki = 2
talud der kd = 2
coeficiente rug n = 0.035

b = 10.00 m
Bm = 12.38 m

Distribución prob del tramo LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
D84 = 1.30 mm
D90 = 1.66 mm
Dm = 0.80 mm
D35 = 0.77 mm
rg = 2.364
U = 1.580 m/s
Q = 21.290 m3/s
B = 14.750 m
A = 14.700 m2
d = 1.190 m
dm = 0.997 m
Rh = 0.96 m
P = 15.322 m

$\gamma_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$
 $\Delta = 1.65$

DATOS GENERALES

T = 25° C
V = 8.970E-07 m2/s
g = 9.81 m/s2
 $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$

ENGELUND Y HANSEN	KARIM Y KENEDY	METODO DE BROWNLIE	METODO DE YANG	METODO MEYER-PETER Y MULLER
$g = 4.20 \text{ kg/m}^2$ $g_{BT} = 19.21 \text{ kg/l/s m}$ $G_{BT} = 237.76 \text{ kg/l/s}$ $Q_{BT} = 0.0897 \text{ m}^3/\text{s}$	$D^* = 14.96$ $r_c = 0.032$ $r^* = 4.63$ $(g \cdot D_{50})^{1/3} = 0.00005$ $(g \cdot D_{50})^{1/3} = 0.09435$ $U/(g \cdot D_{50})^{1/3} = 16.75$ $r_c = 1.97$ $d/D_{50} = 2.16364$ factor = 4.69 $g_{BT} = 14.92 \text{ kg/l/s m}$ $G_{BT} = 184.69 \text{ kg/l/s m}$ $Q_{BT} = 0.0697 \text{ m}^3/\text{s}$	$cf =$ coeficiente de ajuste que vale $cf = 1.00$ para condiciones de laboratorio $cf = 1.27$ para condiciones de campo $D^* = 14.96$ $r_c = 0.032$ $rg = 2.36$ $F_{pc} = 2.26$ $F_g = 16.7455$ $F_g \cdot F_{pc} = 14.49$ $D_{50}/Rh = 0.0005733$ $g_{BT} = 6.64 \text{ kg/l/s m}$ $G_{BT} = 82.13 \text{ kg/l/s}$ $Q_{BT} = 0.0310 \text{ m}^3/\text{s}$	$F_g = 0.76$ $U^* = 0.09 \text{ m/s}$ $U^* = 0.20 \text{ m/s}$ $Dm = 7.650E+01$ $U^* = 2.36$ $US^* = 0.08$ $\text{Log } C_{BT} = 3.76$ $C_{BT} = 5.68929 \text{ ppm}$ $g_{BT} = 10.70 \text{ kg/l/s m}$ $G_{BT} = 132.38 \text{ kg/l/s}$ $Q_{BT} = 0.0500 \text{ m}^3/\text{s}$	$(g \cdot D_{50})^{1/3} = 0.00009$ $n = 0.01$ $(n^2/h)^{1/3} = 0.23$ $r^* = 4.63$ $g_B = 2.00 \text{ kg/l/s m}$ $C_B = 24.76 \text{ kg/l/s}$ $Q_B = 0.0093 \text{ m}^3/\text{s}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 5.5 DETERMINACIÓN DEL GASTO SÓLIDO DEL RÍO SAN LORENZO, EDO. DE MÉXICO
TRAMO KM 2+800 AL 5+065

DATOS PARTICULARES:

pendiente tramo S = 0.007620
talud izq ki = 2
talud der kd = 2
coeficiente rug n = 0.035
b = 10.00 m
Bm = 11.99 m

Distribución prob del tramo LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
D84 = 1.30 mm
D90 = 1.66 mm
Dm = 0.80 mm
D35 = 0.77 mm
 $\sigma_g = 2.364$
U = 1.930 m/s
Q = 21.290 m³/s
B = 13.980 m
A = 11.920 m²
d = 1.000 m
dm = 0.853 m
Rh = 0.82 m
P = 14.472 m

$\gamma_s = 2.650$ kg/lm³
 $\Delta = 1.65$

DATOS GENERALES

T = 25° C
V = 8.970E-07 m²/s
g = 9.81 m/s²
 $\gamma = 1.000$ kg/lm³

ENGELUND Y HANSEN	KARIM Y KENEDY	METODO DE BROWNLIE	METODO DE YANG	METODO MEYER-PETER Y MULLER
$\tau_o = 6.28$ kgf/m ²	D* = 14.96	cf = coeficiente de ajuste que vale	F ₁ = 0.76	
g _{BT} = 52.33 kgf/s m	r _c = 0.032	cf = 1.00 para condiciones de laboratorio	U* = 0.09 m/s	$(g \Delta D_m^3)^{0.5} = 0.00009$
G _{BT} = 627.38 kgf/s	r* = 6.92	cf = 1.27 para condiciones de campo	U* = 0.25 m/s	n' = 0.01
Q _{BT} = 0.2367 m ³ /s	$(g \Delta D_{50})^{0.5} = 0.00005$	D* = 14.96	Dm/r _c = 7.650E+01	$(n'/h)^{1.48} = 0.23$
	$(g \Delta D_{84})^{0.5} = 0.09435$	r _c = 0.032	U* = 2.88	r* = 6.92
	U/(g Δ D ₅₀) ^{0.5} = 20.46	g = 2.36	US/r _c = 0.17	g _B = 3.73 kgf/s m
	$r^{0.5} - r_c^{0.5} = 2.45$	F _g = 2.26	Log C _{BT} = 4.06	G _B = 44.78 kgf/s
	d/D ₅₀ = 1.818	F _g = 20.4550	C _{BT} = 11.575.69 ppm	Q _B = 0.0169 m ³ /s
	factor = 5.84	F _g · F _{g_c} = 18.20	g _{BT} = 22.34 kgf/s m	
	g _{BT} = 47.35 kgf/s m	D ₅₀ / Rh = 0.0006678	G _{BT} = 267.87 kgf/s	
	G _{BT} = 567.83 kgf/s m	g _{BT} = 16.50 kgf/s m	Q _{BT} = 0.1011 m ³ /s	
	Q _{BT} = 0.2143 m ³ /s	C _{BT} = 197.86 kgf/s		
		Q _{BT} = 0.0747 m ³ /s		

EL SIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.2 Estabilidad de cauces

En condiciones normales todos los tramos de los ríos han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo que significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo vienen haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos parámetros, con el tiempo lentamente el tramo del río cambiará a una nueva condición de equilibrio.

En general, se puede indicar que existe un equilibrio entre el gasto líquido, el gasto sólido que entra al tramo en estudio y el que es capaz de transportar el río dentro de ese mismo tramo, para ello intervienen las características del material del fondo y orillas, la pendiente longitudinal del río y la geometría de la sección transversal del escurrimiento.

Un cambio en cualquiera de las variables anteriores, repercutirá en las demás y las modificará hasta alcanzar un nuevo estado de equilibrio. Las modificaciones pueden ser bruscas o lentas y naturales o debidas al factor humano.

Las causas de modificaciones bruscas más comunes se deben a:

- Cambios en el río debido a cortes de meandros
- Movimientos telúricos que cambian la configuración del terreno y el trazo del río
- Factores humanos como la construcción de presas, deforestación y, presencia de puentes con reducida capacidad hidráulica

Por otra parte, los cambios lentos se deben:

- Cambios de pendiente o de la elevación del fondo por erosión o sedimentación gradual a lo largo de un tramo
- Cambios de granulometría al llegar las erosiones a reconocer estratos con nuevos materiales.
- Cambios de pendiente debido a corrimientos laterales de las márgenes exteriores de las curvas como consecuencia de erosiones de dichas márgenes y sedimentación en el intradós de las curvas.
- Cambios de pendiente por aumento en la longitud del río al avanzar los depósitos de sedimentos dentro de lagunas o del mar.
- Cambios en el gasto líquido debido a modificaciones del micro o macroclima.

Los cambios de equilibrio debidos a factores humanos han llegado a ser radicales en muchos ríos, a tal grado ha llegado esto que hay tramos que han desaparecido. Las modificaciones que el hombre produce a los cauces y que cambian su condición natural de equilibrio pueden ser benéficos o dañinos al comportamiento futuro del río; aún más, una misma acción puede ser benéfica en un río y perjudicial en otro. Entre las alteraciones más importantes debidas al factor humano se pueden señalar las siguientes:

- **Construcción de presas.** Estas obras originan alteraciones de importancia, tanto aguas arriba como aguas abajo del embalse. Las principales modificaciones aguas abajo de la cortina son: primero, cambio del hidrograma anual y, en ocasiones, del volumen del escurrimiento anual. Esto último, cuando parte del agua almacenada no retorna al río sino que es desviada a otros embalses o cuencas, o bien, es conducida por canales para ser aprovechada en riego. Segundo, el transporte de sedimentos es interrumpido completamente, al grado de que todas las partículas sólidas pueden quedar depositadas en el embalse, este efecto produce una erosión del fondo y como consecuencia de ello se presenta una disminución de la pendiente en el primer tramo de aguas abajo adyacente a la cortina. Además, debido a la modificación del hidrograma, ocurren cambios morfológicos a lo largo del cauce, tanto en el tramo que sufre la erosión señalada como en el tramo de aguas abajo no sujeto a esa erosión.

Las alteraciones más notables que se producen aguas arriba consisten en el depósito del material sólido a la entrada del vaso con la consiguiente formación de un delta y cambio de la pendiente del río en el primer tramo aguas arriba del embalse.

- **Erosión de las cuencas.** Aunque muchas son las causas que contribuyen a la pérdida de suelo en cuencas, dos son las más extendidas y que al mismo tiempo producen un efecto mayor: la deforestación y las técnicas deficientes de cultivo. La deforestación produce dos efectos: reduce los tiempos de concentración del agua de lluvia y puede aumentar el volumen del escurrimiento, lo que finalmente conduce a cambios en el escurrimiento para iguales condiciones de lluvia. Aumenta considerablemente la cantidad de material sólido que llega a los ríos, ya que al desaparecer la cobertura vegetal, las partículas quedan expuestas al impacto directo de la lluvia.

Por otra parte, el aumento del material sólido en los ríos es el más importante, ya que modifica completamente su pendiente al incrementarla, y azolar los cauces, con lo que aumenta el riesgo de inundaciones por la pérdida que sufre el cauce en su capacidad hidráulica.

Las prácticas deficientes de cultivo producen también mayores cantidades de sedimento hacia los ríos, con los problemas ya señalados.

Existen otras actividades humanas que también afectan a los cauces aunque con un orden de magnitud menor que las dos antes señaladas. Entre ellas se pueden citar a.

- **Navegación.** Para asegurar profundidades mínimas que faciliten la navegación durante el mayor número de meses del año, se construyen represas con esclusas que modifican la profundidad o tirante de la corriente y la pendiente de la superficie libre del agua y por tanto, la capacidad de transporte. También se reducen los anchos de los ríos con el mismo fin y para ello se construyen obras en sus márgenes.
- **Disminución de la anchura de los ríos.** En muchos tramos se construyen espigones, muros y diques longitudinales para evitar erosiones laterales y encauzar la corriente, así como para aumentar la profundidad de la corriente en tramos navegables.
- **Rectificación de cauces.** Con objeto de reducir la longitud de los ríos navegables, hacer navegables los tramos con muchas islas y bajos, o evitar erosiones en algunas curvas, se practica el corte de meandros, proteger las márgenes y reducir artificialmente el ancho del río. Todo ello conduce a que el río sólo tenga dos grados de libertad, ya que el ancho se fija artificialmente.

Se entiende por grado de libertad de un escurrimiento al número de parámetros (tirante, ancho y pendiente) que pueden ajustarse libremente, con el tiempo, al pasar gastos líquidos y sólidos preestablecidos. Por ejemplo un canal revestido tiene un grado de libertad, un canal con paredes rígidas y fondo que puede ser arrastrado por el líquido tiene dos grados de libertad y un cauce cuyas márgenes y fondo estén formados por un material de ser susceptibles de ser movidos y transportados por la corriente tiene tres grados de libertad.

- **Construcción de presas derivadoras.** Estas obras detienen también los sedimentos, pero debido al reducido volumen de su vaso se azolvan y colman en poco tiempo. Con ello se cambia el nivel del fondo aguas arriba de ellas y en consecuencia los niveles del agua, lo que puede producir inundaciones en zonas antes no afectadas.
- **Obras para el control de inundaciones.** Las diferentes obras para controlar o disminuir los efectos de las inundaciones producen, en mayor o menor grado, cambios en los cauces. Los bordos longitudinales destacan entre ellas por las modificaciones que pueden llegar a producir, ya que impiden que parte del sedimento en suspensión se distribuya en la planicie. Cuando se construyen sin tener en cuenta el balance del material sólido a lo largo del tramo protegido se llega a producir una sedimentación que provoca la elevación del fondo y pérdida de la capacidad hidráulica de la sección. Ello obliga a la sobre elevación de los bordos, y con el tiempo a repetir el proceso descrito.
- **Construcción de vías terrestres.** Los caminos construidos sobre la planicie interrumpen en mayor o menor grado los escurrimientos durante las avenidas. Por otra parte, la explotación de bancos y el dejar sin protección las paredes de los

cortes y los materiales de esas excavaciones permiten que mayores cantidades de sedimentos lleguen a los arroyos y ríos. En este punto se incluye el efecto de los puentes, sobre todo los que por mal diseño tienen una capacidad hidráulica reducida y no permiten el paso franco de los gastos máximos durante las avenidas.

Todas las acciones anteriores cambian y modifican el equilibrio existente en los ríos. Por supuesto, las que producen daño a los cauces y a las cuencas se deben evitar, como por ejemplo, la deforestación y malas técnicas de cultivo. Pero hay muchas otras alteraciones que son consecuencia de la construcción de obras que aportan grandes beneficios, entre las que se pueden citar, la construcción de presas, esclusas, protecciones marginales y vías terrestres. Al realizar estas últimas se deben tomar en cuenta los cambios que producirán a los ríos, lo que permitirá tomar las medidas necesarias y hacer mejores diseños que eviten o reduzcan las modificaciones adversas que pudieran ocurrir y que de presentarse, pueden aun destruir la obra que las produjo.

En resumen, toda obra que se construya en los ríos, en sus cauces de inundación y en sus cuencas puede afectar el equilibrio o estabilidad de los cauces. El conocer o cuantificar esas modificaciones, así como conocer la estabilidad de cauces formados por un solo canal o brazo, es el objeto de este capítulo.

La mayoría de las fórmulas que se han propuesto en el campo de la Hidráulica Fluvial son empíricas, esto se debe a que los métodos y procedimientos empleados por cada investigador son diferentes, no están normalizados y estandarizados, por ello, las predicciones que se obtienen al utilizarlas difieren de la realidad, sobre todo si son aplicadas para situaciones diferentes de las que fueron obtenidas. Además, de que no es posible medir el transporte de sedimentos en forma precisa.

La mayoría de las discrepancias se presentan al evaluar el transporte de sedimentos; por ello las diferencias que se obtienen al predecir la geometría y pendiente del cauce se deben a la ecuación de transporte utilizado.

Los métodos para determinar las características estables de un río son los siguientes:

- a. **Teoría del régimen:** Es empírica y fue iniciada y ampliada con base en observaciones hechas sobre el comportamiento de canales de riego. Como muchos de estos canales tienen márgenes o bordos arcillosos, esta teoría se recomienda para este tipo de material.
- b. **Método de Altunin:** Es semiempírico fue desarrollada al observar y trabajar en cauces con material granular grueso como son las gravas y boleos, por lo que se recomienda usarlo en tramos de ríos con este material.
- c. **Método Maza-Cruickshank:** Es semiempírico y presenta la ventaja de ser uno de los pocos que toma en cuenta el transporte de sedimentos y por tanto permite predecir las modificaciones que sufre un cauce cuando el transporte de sólidos es alterado, este método se desarrolló para cauces arenosos por lo que se recomienda ampliamente cuando se tiene este tipo de material.

La metodología seleccionada, en este trabajo, es la de Maza-Cruickshank el cual se utiliza para cauces arenosos, que es el material que se tiene en el río San Lorenzo, y permite predecir las modificaciones que sufre un cauce cuando el transporte de sólido es alterado. Se trata de un criterio con tres grados de libertad, esto es, se necesitan tres ecuaciones para obtener el ancho (B), tirante de la sección (d) y la pendiente hidráulica del cauce (S).

Las tres fórmulas que se utilizan para estudiar la estabilidad del cauces, son

- a. De resistencia al flujo, en material aluvial
- b. De transporte de material de fondo
- c. De resistencia de las márgenes.

Dentro de este método se aplicaron los grupos que consideran condiciones con transporte de sedimentos pequeño (o nulo) e intenso, y son los siguientes (Maza, 1996):

a) GRUPO 1.a MEYER-PETER Y MÜLLER, MANNING Y GLUSCHKOV

- 1.a.1 Para nulo o muy poco transporte de sedimentos
- 1.a 2 Condición para alto transporte de sedimentos

b) GRUPO 3.b SHIELDS, CRUICKSHANK Y MAZA, Y GLUSCHKOV

- 3.b.1 Para nulo o muy poco transporte de sedimentos
- 3.b 2 Condición para alto transporte de sedimentos

Las fórmulas de fricción utilizadas son las de MANNING y de CRUICKSHANK-MAZA, para el transporte de sedimentos la de MEYER-PETER Y MÜLLER y SHIELDS y para la resistencia de las márgenes la de GLUSCHKOV.

En el capítulo 12, "Estabilidad de Cauces" del Manual de Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua y del Instituto de Ingeniería, UNAM, se presenta la secuencia de cálculo para cada uno de los métodos anteriores, y como se ha comentado anteriormente, la evaluación de las características estables del río se realizó para la opción 3 y a lo largo de todo el río donde existe cambio de pendiente, correspondiente a un gasto de diseño de 21.29 m³/s asociado a un Tr de 50 años .

Para la evaluación de la estabilidad del cauce del río San Lorenzo, se preparo una "hoja de cálculo" en excel, donde se presenta como datos básicos las características geométricas, hidráulicas y propiedades granulométricas del río. Así mismo, se muestran los dos métodos empleados, conteniendo en cada uno de ellos en forma secuencial los cálculos previos requeridos para la determinación del B, d y S.

En la Tabla 5.6 se muestra el resumen de la estabilidad del cauce, en el río San Lorenzo, mientras que en las Tablas 5.7, 5.8 y 5.9 se muestran los cálculos numéricos correspondientes para cada uno de los tramos de la rasante de rectificación (pendiente) de 0.00241, 0.00438 y 0.00762 respectivamente.

Tabla 5.6 Resumen, estabilidad de cauce en el río San Lorenzo, para $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$

KM	PARAMETRO	GRUPO 1.a		GRUPO 3.b	
		NULO	INTENSO	NULO	INTENSO
KM 0+000 AL 1+170 (1)	B (m)	35.92	14.70	51.43	25.53
	dm (m)	1.23	0.66	1.58	0.96
	S	0.00022	0.01043	0.00002	0.00053
KM 1+170 AL 2+800 (2)	B (m)	35.92	17.48	51.43	21.45
	dm (m)	1.23	0.74	1.58	0.85
	S	0.00022	0.00493	0.00002	0.00119
KM 2+800 AL 5+065 (3)	B (m)	35.92	15.36	51.43	19.25
	dm (m)	1.23	0.68	1.58	0.79
	S	0.00022	0.00864	0.00002	0.00198

Como se ha comentado anteriormente, uno de los objetivos de este capítulo es determinar la estabilidad del cauce del río San Lorenzo, lo cual consiste en evaluar las características geométricas e hidráulicas a que el río tendría a estabilizarse en el futuro, esto es, la condición normal de equilibrio del río.

En la tabla anterior se muestran estos resultados, donde se observa que para la condición de nulo o poco transporte de sedimentos, el ancho B, oscila entre 35.92 y 51.43 m, y para la de alto transporte este varía entre 14.70 y 25.53 m. El tirante medio (dm) varía entre 1.23 y 1.58 m para la condición de poco transporte de sedimento y de 0.66 y 0.96 m para la de alto transporte. Así mismo, la pendiente (S) varía entre 0.00002 y 0.00022 para la condición de poco transporte y de 0.00053 a 0.01043 para la de alto transporte.

Como se observa, se tiene un rango muy amplio de valores en el cual el río San Lorenzo tendera, en teoría, al equilibrio. Sería aventurado asegurar que el río forzosamente se moverá entre esos rangos, ya que esas condiciones dependen de muchas otras variables más complejas, sin embargo, estos criterios nos permiten identificar y prever de alguna marea el comportamiento futuro del río.

TABLA 5.7 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL RÍO SAN LORENZO
 METODO DE CRUICKSHANK-MAZA
 TRAMO: KM 0+000 AL 1+170

DATOS PARTICULARES:

pendiente tramo S =	0.002410
talud izq. ki =	2
talud der. kd =	2
coeficiente rug. n =	0.035
Concentración sed. =	ppm en peso

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
D35 =	0.77 mm
σg =	2.364
U =	0.510 m/s
Q =	21.290 m3/s
B =	22.480 m
A =	50.660 m2
d =	3.120 m
dm =	2.254 m

γ_s =	2,650 kgf/m3
Λ =	1.65

DATOS GENERALES

T =	25° C
V =	8.970E-07 m2/s
g =	9.81 m/s2
γ =	1,000 kgf/m3

FÓRMULAS:

Del grupo 1.a.1, para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = 2.32 (n Q)^{0.55} K^{0.642} N^{0.275}$$

$$dm = 1.802 (n Q)^{0.365} N^{0.192} / K^{0.55}$$

$$S = 0.0261 K^{0.55} / [(nQ)^{0.385} N^{0.192}]$$

Del grupo3.b.1, para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} K^{1.178} (Q/\tau_c))^{0.5481}$$

$$dm = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} Q / (\tau_c K^{1.4280}))^{0.3836}$$

$$S = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} K (\tau_c Q)^{0.5481})$$

Del grupo 1.a.2, condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (n Q)^{0.674} (E/Q_B)^{0.225} K^{0.787} N^{0.337}$$

$$dm = (n Q)^{0.472} (E/Q_B)^{0.157} (1/K)^{0.449} N^{0.157}$$

$$S = (Q_B)^{0.974} / \{E^{0.974} (nQ)^{0.921} K^{0.075} N^{1.461}\}$$

Del grupo3.b.2, condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (\gamma \bar{Q}_{BT})^{0.115} Q^{0.6189} K^{0.7086} (1/\tau_c)^{0.5040}$$

$$dm = (\gamma \bar{Q}_{BT})^{0.0804} Q^{0.4332} (1/\tau_c K^{1.4286})^{0.2528}$$

$$S = (Q_{BT}/\bar{\gamma})^{0.2528} ((K \tau_c)^{0.7} Q^{2.8438} 0.5)^{0.5040}$$

$$\alpha = 7.58 W50 / (D84^{0.634} \Lambda^{0.456})$$

$$E = 8g^{0.5} Dm^{1.5} \Lambda^{0.5}$$

$$n' = D_{90}^{1/6} / 26$$

$$W50 = F1(g \Delta D50)^{0.5}$$

$$N = (n'/n)^{1.5} / [1 Dm]$$

$$\delta = 10 / (\gamma_s \Delta^2 D_{50})$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SOLUCIÓN

F1 =	0.719	w_{50} =	0.068 m/s	K =	10
n' =	0.013	E =	0.0007	Dm =	0.80 mm
α =	27.666	Q_B =	0.014 m3/s	N =	176.887
D =	14.958	τ_c =	0.031	e =	1.489
w =	2.1438	δ =	2.520	Q_{BT} =	0.014 m3/s

	B	d	S	b	A	Pm	V	n cal.
Gl-poco transp.	35.92 m	1.23 m	0.00022	30.995	41.197	36.502	0.517	0.031
Gl-alto transp.	14.70 m	0.66 m	0.01043	12.073	8.808	15.015	2.417	0.030
GIII-poco transp.	51.43 m	1.58 m	0.00002	45.127	76.127	52.178	0.280	0.020
GIII-alto transp.	25.53 m	0.96 m	0.00053	21.672	22.766	25.986	0.935	0.022

TABLA 5.8 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL RÍO SAN LORENZO
 METODO DE CRUICKSHANK-MAZA
 TRAMO: KM 1+170 AL 2+800

DATOS PARTICULARES:

pendiente tramo S = 0.004380
 talud izq. ki = 2
 talud der. kd = 2
 coeficiente rug. n = 0.035
 Concentración sed. = ppm en peso

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Dm = 0.80 mm
 D35 = 0.77 mm
 $\sigma_g = 2.364$
 U = 1.580 m/s
 Q = 21.290 m³/s
 B = 14.750 m
 A = 14.700 m²
 d = 1.190 m
 dm = 0.997 m

$\gamma_s = 2.650$ kg/lm³
 $\lambda = 1.65$

DATOS GENERALES

T = 25° C
 V = 8.970E-07 m²/s
 g = 9.81 m/s²
 $\gamma = 1.000$ kg/lm³

FÓRMULAS:

Del grupo 1.a.1. para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = 2.32 (nQ)^{0.55} K^{0.842} N^{0.275}$$

$$dm = 1.802 (nQ)^{0.385} N^{0.193} / K^{0.55}$$

$$S = 0.0261 K^{0.55} / [(nQ)^{0.385} N^{0.193}]$$

Del grupo 3 b.1. para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = ((\tau_c)_{cr})^{0.456} K^{1.176} (Q/\tau_c)^{0.5481}$$

$$dm = ((\tau_c)_{cr})^{0.456} Q / (\tau_c K^{1.4286})^{0.3836}$$

$$S = ((\tau_c)_{cr})^{0.456} K (1.4Q)^{0.7} / 0.5481$$

Del grupo 1.a.2. condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (nQ)^{0.674} (E/Q_B)^{0.225} K^{0.787} N^{0.337}$$

$$dm = (nQ)^{0.472} (E/Q_B)^{0.157} (1/K)^{0.449} N^{0.157}$$

$$S = (Q_B)^{0.974} / [E^{0.974} (nQ)^{0.921} K^{0.075} N^{1.491}]$$

Del grupo 3.b.2. condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (\gamma Q_{BT})^{0.115} Q^{0.6185} K^{0.7089} (1/\tau_c)^{0.5040}$$

$$dm = (\gamma Q_{BT})^{0.0804} Q^{0.4332} (1/\tau_c K^{1.4286})^{0.3528}$$

$$S = (Q_{BT}/\gamma)^{0.252} ((K/\tau_c)^{0.7} / Q^{2.8436} 0.5)^{0.5040}$$

$$\alpha = 7.58 W_{50} / (D84^{0.634} \cdot \lambda^{0.456})$$

$$E = 8g^{0.5} Dm^{1.5} \lambda^{0.5}$$

$$n' = D_{90}^{1/16} / 26$$

$$W50 = F1(g \cdot \lambda D50)^{0.5}$$

$$N = (n'/n)^{1.5} / [\lambda Dm]$$

$$\delta = 10 / (\tau_c \Delta^2 D_{50})$$

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

SOLUCIÓN

F1 =	0.719	$W_{50} =$	0.068 m/s	K =	10
$n' =$	0.013	E =	0.0007	Dm =	0.80 mm
$\alpha =$	27.666	$Q_B =$	0.007 m ³ /s	N =	176.887
D =	14.958	$\tau_c =$	0.031	e =	1.489
w =	2.1438	$\delta =$	2.520	$Q_{BT} =$	0.065 m ³ /s

	B =	d =	S =	b	A	Pm	V	n cal.
Gl-poco transp.	35.92 m	1.23 m	0.00022	30.995	41.197	36.502	0.517	0.031
Gl-alto transp.	17.48 m	0.74 m	0.00493	14.509	11.871	17.829	1.793	0.030
GIII-poco transp.	51.43 m	1.58 m	0.00002	45.127	76.127	52.178	0.280	0.020
GIII-alto transp.	21.45 m	0.85 m	0.00119	18.038	16.867	21.858	1.262	0.023

**TABLA 5.9 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL RÍO SAN LORENZO
METODO DE CRUICKSHANK-MAZA
TRAMO: KM 2+800 AL +5+065**

DATOS PARTICULARES:

pendiente tramo S = 0.007620
 talud izq. ki = 2
 talud der. kd = 2
 coeficiente rug. n = 0.035
 Concentración sed. = ppm en peso

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Dm = 0.80 mm
 D35 = 0.77 mm
 $\sigma g = 2.364$
 U = 1.930 m/s
 Q = 21.290 m³/s
 B = 13.980 m
 A = 11.920 m²
 d = 1.000 m
 dm = 0.853 m

$\gamma_s = 2,650$ kg/m³
 $\Delta = 1.65$

DATOS GENERALES

T = 25° C
 V = 8.970E-07 m²/s
 g = 9.81 m/s²
 $\gamma = 1,000$ kg/m³

FÓRMULAS:

Del grupo 1.a.1. para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = 2.32 (n Q)^{0.55} K^{0.642} N^{0.275}$$

$$dm = 1.802 (n Q)^{0.385} N^{0.193} / K^{0.55}$$

$$S = 0.0261 K^{0.55} / [(nQ)^{0.385} N^{1.193}]$$

Del grupo3.b.1. para nulo o muy poco transporte de sedimentos.

$$B = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} K^{1.178} (Q/\tau_c))^{0.5481}$$

$$dm = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} Q / ((K^{1.4286})^{0.3836}))^{0.3836}$$

$$S = ((\tau_c \tau_c)^{0.456} K^{1.4286})^{0.7} / (Q)^{0.5481}$$

Del grupo 1.a.2. condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (n Q)^{0.874} (E/Q_B)^{0.225} K^{0.787} N^{0.337}$$

$$dm = (n Q)^{0.472} (E/Q_B)^{0.157} (1/K)^{0.446} N^{0.157}$$

$$S = (Q_B)^{0.974} / [E^{0.974} (nQ)^{0.921} K^{0.075} N^{1.481}]$$

Del grupo3.b.2. condición de alto transporte de sedimentos.

$$B = (\gamma \delta Q_{BT})^{0.115} Q^{0.6185} K^{0.7086} (1/r_1)^{0.5040}$$

$$dm = (\gamma \delta Q_{BT})^{0.0804} Q^{0.4332} (1/r_1) K^{1.4286} N^{0.3528}$$

$$S = (Q_{BT} \gamma \delta)^{0.252} w / ((K r_1)^{0.7} Q^{2.8438} 0.5)^{0.5040}$$

$$\alpha = 7.58 \cdot W50 / (D84^{0.634} \cdot \gamma_s^{0.456})$$

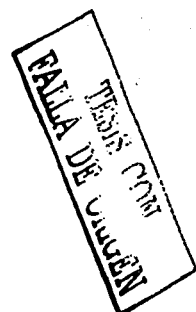
$$E = 8g^{0.5} Dm^{1.5} \alpha^{0.5}$$

$$n' = D_{90}^{1.198} / 26$$

$$W50 = F1(g \Delta D50)^{0.5}$$

$$N = (n'/n)^{1.5} / [\Delta Dm]$$

$$\delta = 10 / (\gamma_s \Delta^2 D_{50})$$



SOLUCIÓN

F1 =	0.719	w ₅₀ =	0.068 m/s	K =	10
n' =	0.013	E =	0.0007	Dm =	0.80 mm
α =	27.666	Q _B =	0.012 m ³ /s	N =	176.887
D =	14.958	τ _c =	0.031	e =	1.489
w =	2.1438	δ =	2.520	Q _{BT} =	0.167 m ³ /s

	B =	d =	S =	b	A	Pm	V	n cal.
Gl-poco transp.	35.92 m	1.23 m	0.00022	30.995	41.197	36.502	0.517	0.031
Gl-alto transp.	15.36 m	0.68 m	0.00864	12.646	9.496	15.679	2.242	0.030
Gill-poco transp.	51.43 m	1.58 m	0.00002	45.127	76.127	52.178	0.280	0.020
Gill-alto transp.	19.25 m	0.79 m	0.00198	16.082	13.988	19.623	1.522	0.023

5.3 Velocidad permisible

A lo largo de su recorrido los ríos y canales sin revestimiento pueden ser erosionados por el escurrimiento, debido a que los materiales que los constituyen no siempre son capaces de resistir la fuerza de arrastre, la cual se genera por el movimiento del agua, ya que dicha fuerza crece conforme lo hace la velocidad de la corriente.

La situación que define las condiciones necesarias para que un flujo de agua inicie el movimiento, arrastre o transporte de las partículas sedimentarias que forman el material de un cauce, se **denomina movimiento incipiente o movimiento crítico o condición crítica de arrastre o inicio de arrastre o transporte incipiente**. Sin embargo, el movimiento incipiente es diferente del transporte incipiente, pues el primero describe una situación instantánea en que una o varias partículas comienzan a moverse, pero ello no significa que una vez que se han movido continúen haciéndolo, como ocurre en las situaciones de arrastre o transporte incipientes.

A fin de explicar brevemente cómo se logra la condición de transporte incipiente, imagínese un flujo uniforme en un canal de sección transversal rectangular; el canal tiene cierta pendiente y paredes de vidrio, y su plantilla está cubierta completamente con un espesor constante de material no cohesivo, como arenas o gravas de tamaño uniforme. Así, al escurrir el agua sobre ese fondo móvil y plano, las partículas del cauce experimentan la fuerza de arrastre del flujo. Si la velocidad es pequeña, el material no se mueve, permanece en su sitio; pero, al incrementar gradualmente el gasto, también crecen paulatinamente el tirante, la velocidad media del flujo y, por consiguiente, la fuerza de arrastre de la corriente, llegándose así a una situación en que dicha fuerza es lo suficientemente grande para iniciar el movimiento de las partículas menos estables, las cuales comienzan a balancearse en sus lugares (movimiento incipiente) y, ocasionalmente, alguna de ellas es separada de su sitio. Al intensificarse la velocidad, es mayor el número de partículas que son desprendidas de su posición original, notándose claramente en el cauce o lecho del canal que esto ocurre aisladamente en zonas pequeñas. Sin embargo, si se continua incrementando aún más la velocidad del flujo, se incrementan el área y número de partículas removidas de dichas zonas, las cuales cambian de posición o proliferan en otros sitios del canal, y puede lograrse así que la mayoría o todas las partículas superficiales del lecho estén en movimiento. Las partículas removidas son arrastradas lentamente por el flujo, pero sin desarrollar ondulaciones en el lecho (fondo plano), continúan su recorrido y salen del campo de observación o del canal (transporte incipiente o gasto sólido muy pequeño).

La determinación de la condición crítica de arrastre no es tarea fácil, ya que el fenómeno es de carácter aleatorio y poco definido el inicio de arrastre, lo cual ha originado diversos criterios para definir dicha condición. Sin embargo, en el caso de materiales no cohesivos, suele fijarse alguna de las condiciones siguientes:

- a) Cuando una partícula se mueve dentro del campo de observación.
- b) Cuando varias partículas están en movimiento, pero puede contarse el número de ellas por unidad de área.

- c) Cuando existe movimiento generalizado de partículas, pero el transporte de ellas o gasto sólido es muy pequeño, y el fondo se conserva plano.
- d) Cuando el cauce alcanza cierto grado de acorazamiento. Se entiende por acorazamiento al proceso durante el cual no hay erosión o abatimiento del fondo ni modificaciones de la pendiente del cauce, aunque haya transporte de sedimentos.
- e) Cuando el transporte o gasto sólido tiende a cero: Al relacionar el esfuerzo cortante del fondo con el gasto sólido, obtenido éste en condiciones muy cercanas a la crítica (gasto sólido pequeño y fondo plano), y se extrapola la tendencia hasta alcanzar el punto en que el gasto sólido es cero, es decir, cuando cesa el transporte de partículas.

Una vez definida y lograda una determinada condición crítica de arrastre, ésta se expresa no sólo en términos de ciertas propiedades y características del material del cauce, como densidad y tamaño, sino también en función de las del flujo que dan lugar a la condición crítica especificada. De ahí que el inicio de arrastre suele relacionarse con la densidad o viscosidad del fluido, con el esfuerzo cortante medio que el flujo produce en el lecho del canal, τ_0 , o con la velocidad media de dicho flujo, U , o bien con la velocidad que el flujo crítico produce en la partícula o cerca del fondo, u_b . Por lo que en la condición crítica de arrastre se cumple que

$$\tau_0 = \tau_c \quad (5.10)$$

$$U = U_c \quad (5.11)$$

$$u_b = u_c \quad (5.12)$$

A los parámetros τ_c , U_c y u_c se les denomina, respectivamente, esfuerzo cortante crítico, velocidad media crítica y velocidad crítica en el fondo, y son, correspondientemente, los valores máximos de esfuerzo cortante medio en el cauce, de velocidad media y de velocidad contigua o próxima al lecho que es capaz de resistir el material del cauce antes de ser puesto en movimiento o arrastrado por el flujo.

La amplitud en los conceptos anteriores permiten explicar las diferencias que existe entre los deferentes resultados de las experiencias de distintos investigadores, así como la existencia de tantas formulaciones, ecuaciones o métodos.

La determinación de la condición crítica de arrastre es una actividad importante en la ingeniería de ríos, ya que permite inferir las condiciones que originarían el acarreo o transporte de partículas del material del cauce, o bien las que favorecerían su depósito, de ahí que sea fundamental para el diseño.

Como ya se indicó, una vez que se logra la condición crítica de arrastre o de transporte incipiente que se haya definido, ella se expresa en función de las características del

material del cauce y de las del flujo, por ello la condición de transporte incipiente suele formularse también en términos de la velocidad media del flujo que origina dicha condición, U_c , o de la velocidad que ese flujo produce cerca del fondo, (u_b). Por tanto, otro criterio para precisar la condición de transporte incipiente en un cauce, **es conociendo la velocidad crítica media que pueden soportar las partículas que lo forman, U_c , o su velocidad crítica cerca del fondo, (u_b)_c.**

Sin embargo, debido a que existen diferentes definiciones para la condición crítica de arrastre, también se han desarrollado distintos métodos o criterios para estimar la velocidad crítica de arrastre.

Según los investigadores rusos, hay que distinguir entre velocidad sin desplazamiento y velocidad de separación. La máxima velocidad media del flujo que pueden soportar las partículas de un cauce sin ser desplazadas o sin provocar erosión, se denomina velocidad sin desplazamiento, velocidad máxima permisible o no erosiva, U_p ; en esta situación, la fuerza de sustentación, que está fluctuando, no sobrepasa aún el peso sumergido de las partículas. Por otro lado, la menor velocidad media del flujo que logra separar o desplazar continuamente las partículas es la llamada velocidad de separación, U_s ; en esa fase, la fuerza de sustentación es aproximadamente igual al peso sumergido de las partículas. Estas definiciones pueden corresponder a algunas de las ya presentadas anteriormente, ya que en materiales no cohesivos y bien graduados puede ocurrir arrastre de partículas finas, pero no de las más gruesas, por ello unos consideran que $U_p = U_c$, y otros que $U_s = U_c$, según la definición de condición crítica de arrastre o de transporte incipiente que se haya adoptado.

En un río es de interés conocer las características hidráulicas del flujo que es capaz de iniciar el movimiento o arrastre de las partículas que forman su cauce. La determinación de la condición crítica de arrastre es de gran importancia para disminuir los procesos de erosión y evitar, de esta manera, los grandes transportes de sedimento que se depositan en las partes bajas y llanuras de los ríos provocando con esto la disminución de la capacidad hidráulica del río.

El inicio del movimiento se puede referir al esfuerzo cortante máximo que la corriente produce en el fondo, o a la velocidad media de la corriente. En ambos casos se califica a dicha condición como crítica.

El criterio más utilizado es el de la "velocidades máximas permisibles", el cual corresponde al momento en que se empiezan a mover las partículas del fondo.

Se necesita conocer las características hidráulicas del escurrimiento que es capaz de iniciar el movimiento de las partículas que forman el cauce, esto con el objeto de determinar las zonas y tipos de protección marginal.

En el capítulo 8, "Inicio de Movimiento y Acorazamiento" del Manual de Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua y del Instituto de Ingeniería, UNAM, se presentan diversos métodos y secuencias de cálculo para determinar el inicio del movimiento de las partículas.

Al igual que en los dos subcapítulos anteriores, la evaluación de la velocidad permisible en el río San Lorenzo, se realizó para la opción 3 y a lo largo de todo el río donde existe cambio de pendiente, correspondiente a un gasto de diseño de 21.29 m³/s asociado a un Tr de 50 años.

En el caso específico del río San Lorenzo, del estudio de Geotécnica se obtiene que los suelos son granulares, para ello se utilizarán los criterios correspondientes para estos tipos de suelos. Entre los existentes se encuentran, por ejemplo, la propuesta por MAZA-GARCIA (1997), y LISCHTVAN-LEVEDIEV (Tabla 5.10 y Fig 5.3).

Para la evaluación de la velocidad permisible, en el río San Lorenzo, se preparó una "hoja de cálculo" en excel, donde se presenta como datos básicos las características geométricas, hidráulicas y propiedades granulométricas del río. Así mismo, se muestran los dos métodos empleados, conteniendo en cada uno de ellos en forma secuencial los cálculos previos requeridos para la determinación de dicha velocidad.

En la Tabla 5.11 se muestra el resumen de las velocidades permisibles, en el río San Lorenzo, mientras que en las Tablas 5.12, 5.13 y 5.14 se muestran los cálculos numéricos correspondientes para cada uno de los tramos de la rasante de rectificación (pendiente) de 0.00241, 0.00438 y 0.00762 respectivamente.

Tabla 5.10 Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m³/s, método de Lischtván-Levediev (Maza y García, 1997)

DIÁMETRO MEDIO DE LAS PARTÍCULAS, EN mm	TIRANTE MEDIO DE LA CORRIENTE, EN m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 1
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500 o mas			5.35	5.50	6.00	6.20

Como se ha comentado anteriormente, es de interés conocer las características hidráulicas del flujo que es capaz de iniciar el movimiento o arrastre de las partículas que forman su cauce. La determinación de la condición crítica de arrastre es de gran importancia para disminuir los procesos de erosión y evitar, de esta manera, los

grandes transportes de sedimento que se depositan en las partes bajas y llanuras de los ríos provocando con esto la disminución de la capacidad hidráulica del río, de ahí que sea fundamental para el diseño.

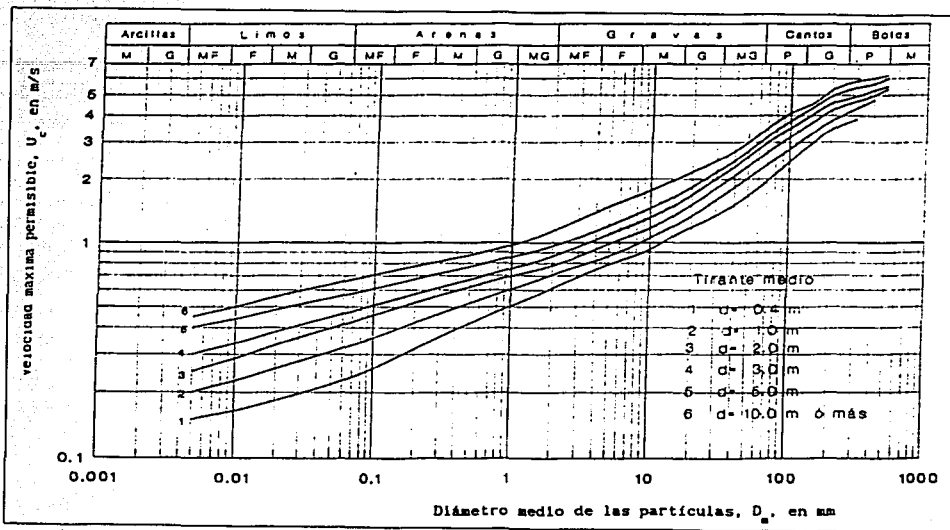


Fig 5.3 Velocidades máximas permisibles o no erosivas para suelos no cohesivos, según Lischtvan-Levediev (Maza y García, 1997)

Tabla 5.11 Resumen, velocidad permisible en el río San Lorenzo, para $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$

MÉTODO	$V_{\text{permisible}} \text{ (m/s)}$		
	KM 0+000 AL 1+170 (1)	KM 1+170 AL 2+800 (2)	KM 2+800 AL 5+000 (3)
MAZA-GARCIA (1994)	0.76	0.65	0.64
LISCHTVAN-LEVEDIEV (1994)	0.74	0.52	0.51

Como se observa en el cuadro anterior los valores obtenidos son muy semejantes, los dos métodos son bastante usados en el medio y se podría elegir cualquiera de ellos, para nuestro caso tomaremos el valor más pequeño de los dos con el objeto de tomar la condición más desfavorable y que son los obtenidos por Lischtvan-Levediev. Así mismo, como era de esperarse, cuando mayor es la pendiente, menor es la velocidad permisible y viceversa, se puede decir que el rango de la velocidad permisible, correspondiente al momento en que se empieza a mover las partículas de fondo del río San Lorenzo, oscila entre 0.51 y 0.74 m/s correspondiente al tramo 3 y 1 respectivamente.

**TABLA 5.12 VELOCIDAD PERMISIBLE
TRAMO: KM 0+000 AL 1+170**

DATOS PARTICULARES:

ancho del fondo b = 10 m
 pendiente tramo S = 0.00241
 talud izq. ki = 2
 talud der. kd = 2
 coeficiente rug. n = 0.035

Distribución probabilística del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Sg = 2.364
 Dm = 0.80 mm

DATOS GENERALES

T = 25° C
 n = 8.970E-07 m²/s
 g = 9.81 m/s²
 g = 1,000 kgf/m³

Ss = 2.65
 Gs = 2650 kgf/m³
 D = 1.65

MÉTODO DE MAZA-GARCÍA FLORES

Estos autores analizaron varios criterios de esfuerzo cortante crítico y emplearon una ecuación de transición, valoraron las respectivas velocidades críticas medias, las cuales las compararon con otros criterios, de velocidad crítica media. Como resultado de su análisis Maza y Garcia Flores propusieron la siguiente ecuación adimensional para calcular la velocidad crítica media en cauces no cohesivos e hidrodinámicamente rugosos

FÓRMULAS:

$$U_c = 1.5040 (d/D)^{0.15} ((S_s-1)gD)^{0.5}$$

Datos:

tirante d = 3.12 m
 A = 50.67 m²
 P = 23.95 m
 Rh = 2.12 m
 D90 = 1.66 mm
 d/D = 1,883.78
 U_c = 0.76 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

v = 0.76 m/s

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV

Los datos de Lischtván-Levediev, tabla 6.9 pueden expresarse en las ecuaciones siguientes, según García Flores

FÓRMULAS:

$$U_c = 1.630 (d/D)^{0.1283} ((S_s-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D < 744.1877$$

$$U_c = 0.4527(d/D)^{0.3221} ((S_s-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D > 744.1877$$

Datos:

tirante d = 3.12 m
 Dm = 0.80 mm
 d/D = 3,918.45 m
 U_c = 0.74 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

v = 0.74 m/s

**TABLA 5.13 VELOCIDAD PERMISIBLE
TRAMO: KM 1+170 AL 2+800**

DATOS PARTICULARES:

ancho del fondo b = 10 m
 pendiente tramo S = 0.00438
 talud izq. ki = 2
 talud der. kd = 2
 coeficiente rug. n = 0.035

Distribución probabilística del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Sg = 2.364
 Dm = 0.80 mm

DATOS GENERALES

T = 25° C
 Π = 8.970E-07 m²/s
 g = 9.81 m/s²
 G = 1,000 kg/m³

Ss = 2.65
 Gs = 2650 kg/m³
 D = 1.65

MÉTODO DE MAZA-GARCÍA FLORES

Estos autores analizaron varios criterios de esfuerzo cortante crítico y emplearon una ecuación de transición, valoraron las respectivas velocidades críticas medias, las cuales las compararon con otros criterios, de velocidad crítica media. Como resultado de su análisis Maza y García Flores propusieron la siguiente ecuación adimensional para calcular la velocidad crítica media en cauces no cohesivos e hidrodinámicamente rugosos

FÓRMULAS:

$$Uc = 1.5040 (d/D)^{0.15} ((Ss-1)gD)^{0.5}$$

Datos:

tirante d = 1.03 m
 A = 12.42 m²
 P = 14.61 m
 Rh = 0.85 m
 D90 = 1.66 mm
 d/D = 621.89
 Uc = 0.65 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

$v = 0.65 \text{ m/s}$

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV

Los datos de Lischtván-Lovediev, tabla 6.9 pueden expresarse en las ecuaciones siguientes, según García Flores

FÓRMULAS:

$$Uc = 1.630 (d/D)^{0.1283} ((Ss-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D < 744.1877$$

$$Uc = 0.4527 (d/D)^{0.3221} ((Ss-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D > 744.1877$$

Datos:

tirante d = 1.03 m
 Dm = 0.80 mm
 d/D = 1.293.59 m
 Uc = 0.52 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

$v = 0.52 \text{ m/s}$

TABLA 5.14 VELOCIDAD PERMISIBLE
TRAMO: KM 2+800 AL 5+065

DATOS PARTICULARES:

ancho del fondo b = 10 m
 pendiente tramo S = 0.00762
 talud izq. ki = 2
 talud der. kd = 2
 coeficiente rug. n = 0.035

Distribución probabilística del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Sg = 2.364
 Dm = 0.80 mm

DATOS GENERALES

T = 25° C
 Γ = 8.970E-07 m²/s
 g = 9.81 m/s²
 G = 1,000 kgf/m³

Ss = 2.65
 Gs = 2650 kgf/m³

D = 1.65

MÉTODO DE MAZA-GARCÍA FLORES

Estos autores analizaron varios criterios de esfuerzo cortante crítico y emplearon una ecuación de transición, valoraron las respectivas velocidades críticas medias, las cuales las compararon con otros criterios, de velocidad crítica media. Como resultado de su análisis Maza y García Flores propusieron la siguiente ecuación adimensional para calcular la velocidad crítica media en cauces no cohesivos e hidrodinámicamente rugosos

FÓRMULAS:

$$U_c = 1.5040 (d/D)^{(0.15)} ((S_s-1)gD)^{0.5}$$

Datos:

tirante d = 1.00 m
 A = 12.00 m²
 P = 14.47 m
 Rh = 0.83 m
 D90 = 1.66 mm
 d/D = 603.77
 U_c = 0.64 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

$v = 0.64 \text{ m/s}$

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV

Los datos de Lischtván-Levediev, tabla 6.9 pueden expresarse en las ecuaciones siguientes, según García Flores

FÓRMULAS:

$$U_c = 1.630 (d/D)^{(0.1283)} ((S_s-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D < 744.1877$$

$$U_c = 0.4527(d/D)^{(0.3221)} ((S_s-1)gD)^{0.5} \quad \text{si } d/D > 744.1877$$

Datos:

tirante d = 1.00 m
 Dm = 0.80 mm
 d/D = 1,255.91 m
 U_c = 0.51 m/s

POR LO TANTO LA VELOCIDAD PERMISIBLE SERÍA:

$v = 0.51 \text{ m/s}$

5.4 Socavación general

Todas las secciones y tramos de los ríos pueden estar sujetos, en mayor o menor grado, a un proceso de erosión o sedimentación o bien permanecen en equilibrio.

Supóngase que la sección transversal de un río se obtiene topográficamente en el mismo lugar anualmente, por ejemplo durante el estiaje. Se considera que ella está en equilibrio, si la elevación media del perfil del fondo no varía con el tiempo; hay erosión, si el nivel medio del fondo desciende, o al menos una de las márgenes se desplaza tierra adentro, sin que la otra se desplace hacia el centro del río, existirá sedimentación si el nivel medio del fondo se eleva o al menos una de las márgenes se desplaza hacia adentro del cauce, mientras que la otra permanece estable. Los desplazamientos laterales señalados ocurren con poca frecuencia. Así, por ejemplo, la sedimentación en ambas márgenes y el consecuente estrechamientos de la sección transversal pueden ocurrir en el tramo cercano aguas abajo de una nueva presa, cuando ésta modifica sustancialmente el hidrograma anual y reducen el caudal o gasto formativo. Entendiéndose como gasto formativo al gasto que representa el hidrograma anual asociado a la estabilidad del cauce.

Lo que acontece normalmente en un mismo tramo de un río son procesos simultáneos de erosión y sedimentación; por ejemplo, en las curvas de los ríos de planicie, la margen cóncava o exterior de la curva se encuentra usualmente sujeta a un proceso erosivo, mientras que en la orilla convexa o interior ocurre un proceso de sedimentación. La combinación de ambos procesos induce el desplazamiento lento y continuo de las curvas de los ríos y como consecuencia el desarrollo y evolución de los meandros.

Por lo antes señalado, al observar con cierta periodicidad un tramo de un río una curva, se nota que sus secciones transversales permanecen casi constantes en su forma y elevación, aunque su localización varíe lentamente al desplazarse las márgenes. Téngase en cuenta que el fenómeno descrito es un proceso natural, y que a pesar de esos desplazamientos laterales, se dice que el río está en equilibrio mientras se cumpla que el tirante medio, ancho medio y pendiente media permanezcan casi constantes, año con año. El que un tramo de río esté en equilibrio, y por tanto que el nivel medio del fondo en estiaje se conserve a la misma elevación, no implica que ese fondo no pueda estar sujeto a un proceso erosivo durante las grandes avenidas y a uno de sedimentación al descender los caudales.

Los procesos antes descritos ocurren en forma natural y dependen de los caudales que escurren por los cauces, de los volúmenes de los sedimentos que transportan, y de las propiedades físicas de los materiales que forman el fondo y las orillas del cauce. Dichos procesos forman parte del conjunto de fenómenos erosivos, de sedimentación y de transporte que tienen lugar en la corteza terrestre.

La acción del hombre modifica, en ocasiones, estos procesos, ya sea acelerándolos, aun en forma incontrolada, o retardándolos, mediante acciones u obras construidas en los cauces propiamente dichos o en las cuencas. Cabe destacar que la presencia de

una obra en el cauce de un río, altera y modifica los escurrimientos y, por tanto, cambia su condición inicial de equilibrio y el proceso natural al que ha estado sujeto. Dichas alteraciones pueden ser muy locales, como en el caso ante la presencia de una pila única de un puente en el centro de un cauce, o pueden abarcar varios kilómetros como ocurre en el vaso de almacenamiento formado por la construcción de una presa.

Las alteraciones que una obra produce en el flujo de un río y en el transporte de sedimentos se traducen de inmediato en erosiones o sedimentaciones en el cauce, que por lo dicho, pueden ser muy locales o abarcar grandes tramos. Esos procesos así inducidos, tienden a la destrucción de la obra o cuando menos a alterar su funcionamiento y hacerla inservible. Para que ello no ocurra y así garantizar el adecuado funcionamiento para el cual fue construida la obra en particular, se deben conocer las posibles erosiones y sedimentaciones que podrán llegar a ocurrir, tanto cualitativa como cuantitativamente para conocer de antemano su efecto en la estructura y, de ser necesario, reducir su magnitud o anularlas con obras de protección o con un diseño adecuado de la obra.

Las principales erosiones que pueden ocurrir en los cauces tanto en forma natural como por la presencia de las obras más comunes que el hombre construye dentro de los ríos se han agrupado y denominado en la forma siguiente:

- A. General o de avenidas
- B. Transversal o por contracción
- C. En curvas
- D. Local al pie de obras rodeadas por la corriente
- E. Local al pie de obras unidas a la margen
- F. Aguas abajo de presas
- G. Local aguas abajo de descargas
- H. Aguas arriba de cortes de meandros y rectificaciones
- I. Local bajo tuberías

Las tres primeras no se deben a factores humanos, mientras que las seis últimas son ocasionada por obras que el hombre construye en los ríos. La segunda puede ser natural o debida a la presencia de obras cuando éstas reducen la sección hidráulica del río o concentran el flujo del cauce principal y de la planicie en una única sección con área hidráulica insuficiente; la tercera, ocurre en forma natural, pero se incrementa cuando la margen cóncava de una curva es protegida con un revestimiento o con un muro marginal. Así mismo, en la penúltima, los cortes de los meandros pueden ocurrir en forma natural o ser efectuados por el hombre.

Los revestimientos o muros marginales son protecciones que consisten en colocar, directamente sobre la orilla, un material natural o artificial que no pueda ser arrastrado por la corriente.

A continuación se describen en forma sucinta cada una de las erosiones señaladas

A. Erosión general o de avenidas. Consiste en el descenso generalizado del fondo del río, como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para transportar en suspensión al material del fondo durante el paso de una avenida. También se debe a la diferencia entre la capacidad de transporte que llega a ocurrir entre dos secciones transversales al pasar una avenida.

Quando escurre un caudal determinado por el tramo de un río durante una avenida, y se produce el descenso del fondo como consecuencia de la erosión general, se incrementa el área hidráulica y se reducen las velocidades medias del flujo. El descenso del fondo continúa hasta que se alcanza un equilibrio entre las velocidades erosivas de la corriente y las velocidades que requiere el material del fondo para ser erosionado; o bien, hasta que se alcanza el equilibrio entre la capacidad del flujo para poner las partículas del fondo en suspensión, y las velocidades de sedimentación de dichas partículas; o también hasta que el volumen de las partículas que son puestas en suspensión se equilibra con el volumen de las que alcanzan a sedimentarse.

Hay que tener en consideración que un tramo determinado de un río puede estar en equilibrio o sujeto a un proceso de erosión o de sedimentación, como ya se ha mencionado. Al tratar la erosión general en este trabajo, se presupone la condición de equilibrio y, por tanto, la erosión calculada al presentarse un caudal o gasto Q_d dado ocurrirá en el futuro, en cualquier año en que dicho caudal se presente. Si el tramo de río esta sujeto a procesos de erosión o de sedimentación, el cálculo de la erosión general sólo será válido para el periodo de avenidas que sigue al estiaje en que se levantó u obtuvo la sección transversal utilizada en el cálculo.

Durante grandes avenidas, la erosión general puede ocurrir a todo lo largo del río y no se debe a factores humanos. El conocer el descenso del nivel del fondo de un río, producido por la erosión general, es de importancia cuando se diseñan obras como pilas de puentes o cuando se desea cruzar un río con un acueducto o con cualquier tubería colocada bajo el fondo.

B. Erosión transversal o por contracción. Se produce en todas aquellas secciones en donde se reduce el ancho del río, ya sea en forma natural o debido a la presencia de alguna obra construida por el hombre, principalmente, los puentes. La acción erosiva disminuye a medida que se incrementa la profundidad, y se detiene cuando se cumple el principio de continuidad, tanto para el líquido como para el sedimento, entre la sección estrecha y las que no lo son.

La erosión transversal que más interesa al ingeniero es aquélla que se produce en las secciones de cruce de puentes, cuando en ellas se construyen accesos y estribos que reducen el área hidráulica de la sección transversal. Aún si la sección natural del cauce principal de un río no es estrechada por la construcción de un puente, esta erosión también puede ocurrir cuando se fuerza una concentración de flujo bajo esa obra. Por ejemplo, considérese un río en el que durante las avenidas el agua desbordada escurre sobre la planicie en forma natural. Si se construye una carretera sin puentes ni alcantarillas sobre la planicie, se interrumpe dicho escurrimiento y todo el caudal, tanto el del cauce principal como el que fluye sobre la planicie, es forzado a pasar bajo la

sección del puente. Ello provoca una sobreelevación de la superficie libre del agua, y un incremento de las velocidades y de la capacidad local de transporte de sedimentos en la sección de la obra.

C. Erosión en las curvas. Consiste en un incremento de la profundidad del fondo en la zona cercana a la orilla cóncava o exterior de todas las curvas, como consecuencia de la presencia de una corriente helicoidal que se produce en las curvas; esta corriente se forma por la sobreelevación del agua que ocurre por la acción de la fuerza centrífuga que afecta al flujo durante su cambio de dirección. No se debe a factores humanos, aunque es muy importante tener en mente que dicha profundidad aumenta cuando se fija y estabiliza la orilla exterior con un revestimiento o muro marginal. Esto último se debe a que continúa, durante un cierto tiempo, la sedimentación en la zona interior de la curva, y esa orilla sigue avanzando hacia el río estrechando la sección hasta que alcanza un estado de equilibrio. Este estrechamiento de la sección provoca una profundización de la misma y, como consecuencia, un mayor descenso del fondo al pie del talud de la protección de la margen exterior.

Normalmente, las mayores profundidades se observan en la mitad de aguas abajo de las curvas regulares. Sin embargo, como su localización depende de la dirección del flujo al entrar a la curva, y ésta puede variar en el transcurso de los años, en problemas prácticos se considera que la erosión máxima puede ocurrir en cualquier zona a lo largo de una curva.

D. Erosión local al pie de obras rodeadas por la corriente o erosión local en pilas. Se conoce con este nombre a la que ocurre al pie de toda las estructuras rodeadas completamente por el flujo, sobresalgan o no de la superficie del agua. Es producida por a deflexión de las líneas de corriente, la turbulencia y los vórtices provocados por la presencia del obstáculo. Al pie de pilas de puente es, principalmente donde ocurre esta erosión.

E. Erosión al pie de obras unidas a la margen, o erosión local en estribos. Es la que tiene lugar al pie y en el extremo de las obras que están unidas a la orilla. Se produce por causas semejantes a las señaladas en el párrafo anterior. Esta erosión se presenta generalmente en estribos de puente y espigones.

F. Erosión aguas abajo de presas. Con este nombre se conoce el descenso del fondo que se manifiesta en el primer tramo de un río inmediatamente aguas abajo de las descargas de una presa. Esas descargas pueden tener lugar a través de la obra de toma o de la obra de excedencias. Se produce como consecuencia de la interrupción del transporte de sedimentos debida a la presencia del embalse, en donde se sedimenta la mayor parte del material sólido que proviene de aguas arriba. Esta erosión ocurre lenta y continuamente, siempre y cuando la corriente, aguas abajo de la presa, tenga capacidad de transportar los materiales del fondo. Cuando el fondo del río se acoraza para los gastos normales que pasan a través de la obra de toma hidroeléctrica o de riego, esta erosión sólo continúa cuando hay descargas por la obra de excedencias.

Como se ha comentado anteriormente se entiende por acorazamiento al proceso durante el cual no hay erosión o abatimiento del fondo ni modificaciones de la pendiente del cauce, aunque haya transporte de sedimentos.

G. Erosión local aguas abajo de descargas. Es la que ocurre aguas abajo de tanques amortiguadores cuando las secciones no están recubiertas con alguna protección, o al pie de caídas producidas por saltos de esquí o por deflectores. La altura desde la que cae el agua, la dirección con la que el flujo descargado entra al río, el caudal descargado y la profundidad del río en la zona de descarga, así como el tamaño y densidad de las partículas o de la roca fracturada del fondo, son factores determinantes en la magnitud que alcanza esta erosión.

H. Erosión aguas arriba de cortes de meandros y rectificaciones. Cuando en un río hay meandros se puede hacer una rectificación del mismo que consiste en el corte de uno o varios meandros cuya capacidad hidráulica es mayor que la del río original, ya que su pendiente es mayor. Los fenómenos señalados incrementan la pendiente en un tramo del río, lo que produce, en consecuencia, un aumento de la velocidad del flujo y del transporte de sedimentos. Como cada gasto que escurre por el río transporta una determinada cantidad de sedimentos del fondo y en el tramo con mayor pendiente el transporte se incrementa, se produce una erosión del fondo en ese tramo. El descenso del fondo ocurre en un tramo de unos cuantos kilómetros aguas arriba del corte de un meandro, siempre y cuando se eviten los corrimientos de las márgenes con protecciones marginales, de no hacerse, el río tenderá a formar nuevas curvas y meandros, y los descensos del fondo sólo ocurrirán inicialmente en el tramo del corte.

I. Erosión bajo tuberías. Esta erosión tiene lugar cuando una tubería o sifón colocado horizontalmente en el fondo interfiere con el escurrimiento. Para que esa interferencia produzca una erosión del fondo se requiere que al menos la mitad del diámetro quede descubierto e interpuesto a la corriente.

En este trabajo sólo se determinara la socavación general del cauce para los correspondientes gastos de diseño, con el objeto de prever las protecciones necesarias. La metodología utilizada es la propuesta por LISCHTVAN-LEVEDIEV, el cual es el criterio más utilizado y recomendado en el medio, este se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos. Se aplica tanto si la distribución del material del subsuelo es homogénea, como si es heterogénea, es decir formando estratos de distintos materiales.

La condición de equilibrio esta dada por:

$$U_e = U_r \quad (5.13)$$

donde

U_r velocidad media real de la corriente, en m/s

Ue velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material del fondo (inicio de arrastre), en m/s

- a) Cálculo de U_r . La hipótesis fundamental consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante mientras dura el proceso de erosión. La ecuación que se utiliza es la siguiente

$$U_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s} \quad (5.14)$$

- b) Cálculo de U_e . La velocidad mínima necesaria para arrastrar los materiales depende de la naturaleza de los mismos. Para suelos no-cohesivos o suelos granulares se propone utilizar utilizar la expresión siguiente

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.322} D_{44}^{0.01} \quad (5.15)$$

Para suelos cohesivos se tiene

$$U_e = 0.000173 \beta_u^{1.18} d_s^{66.28} \gamma_d^{0.725} \quad (5.16)$$

Conocido el tipo de suelo y haciendo la consideración de que este es homogéneo y suponiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegará la socavación se obtiene al igualar los valores de U_e y U_r , esto es, por ejemplo para suelos no cohesivos se tiene que

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_o^{5.3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right]^{D_{44}^{0.01} / (0.322 + D_{44}^{0.01})} \quad (5.17)$$

Para suelos cohesivos se tiene

$$d_s = \left[\frac{5780 \alpha \gamma^{5.3}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right]^{66.28 + \gamma_d^{0.725}} \quad (5.18)$$

donde

d_s profundidad después de producirse la socavación del fondo, en m

d_o profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje, en m

γ_s peso volumétrico de la muestra seca, en kgf/m^3

β coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno con que se presenta el gasto de diseño. Para obtener su valor se propone la expresión

$$\beta = \frac{0.771 + 0.129 \text{LnTr}}{1 + 0.08 \text{LnTr}} \quad (5.19)$$

Tr periodo de retorno, en años

α : coeficiente que se deduce a partir de los datos, mediante la expresión siguiente:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu} \quad (5.20)$$

Q_d peso volumétrico seco del material cohesivo, en kgf/m^3

Q_d gasto de diseño, en m^3/s

d_m tirante medio de la sección, en m

B_e ancho efectivo de la sección, en m

μ coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir puentes. Para obtener su valor se propone la expresión

$$\mu = 1 - \frac{0.387}{L} U \quad (5.21)$$

U velocidad media del agua en la sección transversal, en m/s

L claro entre dos pilas, en m

Como se ha comentado anteriormente, en el San Lorenzo predominan los suelos no cohesivos, por lo que para calcular la socavación general se utilizara la ec 5.17.

Al igual que en los dos capítulos anteriores, la evaluación de la socavación general en el río San Lorenzo, se realizo para la opción 3 y a lo largo de todo el río donde existe cambio de pendiente, correspondiente a un gasto de diseño de $21.29 \text{ m}^3/\text{s}$ asociado a un Tr de 50 años. Adicionalmente para esta condición se cálculo para una gasto de $30.02 \text{ m}^3/\text{s}$ asociado a Tr de 1000 años.

Para la evaluación de la socavación general, en el río San Lorenzo, se preparo una "hoja de cálculo" en excel, donde se presenta como datos básicos las características geométricas, hidráulicas y propiedades granulométricas del río. Así mismo, se muestran en forma secuencial los cálculo previos requeridos para la determinación de dicha socavación.

En la Tabla 5.15 se muestra el resumen de las velocidades permisibles, en el río San Lorenzo, mientras que en las Tablas 5.16, 5.17 y 5.18 se muestran los cálculos numéricos (para Tr de 50 años) correspondientes para cada uno de los tramos de la rasante de rectificación (pendiente) de 0.00241, 0.00438 y 0.00762 respectivamente. En las tablas 5.19, 5.20 y 5.21 se muestra para Tr de 1000 años.

**Tabla 5.15 Resumen, socavación general en el río San Lorenzo
(profundidad en m)**

KM	TR (AÑOS)	
	50	1000
KM 0+000 AL 1+170 (1)	0.000	0.000
KM 1+170 AL 2+800 (2)	0.862	0.901
KM 2+800 AL 5+065 (3)	1.077	1.225

Como se observa en la tabla anterior, el valor máximo de la socavación es de 1.07 m asociada a la avenida de Tr de 50 años, mientras que para la de 1000 años este valor se incrementa a 1.22 m. Estos se presentan en el tramo 3 donde se presenta la mayor pendiente y como consecuencia también las mayores velocidades. En el tramo 2 la socavación oscila entre 0.86 y 0.90 m para las avenidas de 50 y 1000 años respectivamente, mientras que en el tramo 1 no se presenta socavación alguna, esto debido a que se presenta la pendiente y velocidad más pequeñas.

Como se ha comentado anteriormente el conocer el descenso del nivel del fondo de un río, producido por la erosión general, es de importancia cuando se diseñan obras como pilas de puentes o cuando se desea cruzar un río con un acueducto o con cualquier tubería colocada bajo el fondo.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA 5.16 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=50 AÑOS
 METÓDO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
 TRAMO: KM 0+000 AL 1+170

DATOS PARTICULARES:

tirante d =	3.12 m
ancho del fondo del río =	10.00 m
talud k =	2.00
pendiente tramo S =	0.002410
coeficiente rug. n =	0.035
Concentración sed. =	0 ppm en peso
distancia entre obstáculos =	0 m

Distribución prob. del tramo: **LOG-NORMAL**

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
crg =	2.36
U =	0.51 m/s
Q =	21.29 m ³ /s
Tr =	50.00 años
A =	50.67 m ²
Be =	22.48 m

DATOS GENERALES

γs =	2.650 kgf m ⁻³
Δ =	1.65
γm =	1.000.00 kgf m ⁻³
T =	25° C
v =	8.970E-07 m ² s
g =	9.81 m/s ²
γ =	1.000 kgf m ⁻³

FÓRMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = [\alpha \cdot d_o^{5/3} / (4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{\Delta \cdot 0.28})] \cdot A^{[D_{84} \cdot 0.03 / (0.322 + D_{84} \cdot 0.03)]}$$

$$\alpha = Qd / (dm^{\Delta \cdot 5/3} \cdot Be \cdot \mu)$$

$$\mu = 1 - [0.387 \cdot U_o / L]$$

$$\beta = (0.771 + 0.129 \cdot \ln Tr) / (1 + 0.08 \cdot \ln Tr)$$

$$\phi = 0.38 + (\gamma m / 1272)^{\Delta \cdot 2}$$

SOLUCIÓN

β =	0.972
D84 =	0.0013 m
μ =	1 m/s
ϕ =	0.998
dm =	2.254
α =	0.244
ds =	1.814 m

POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ:

0.000 m

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TABLA 5.17 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=50 AÑOS
 MÉTODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
 TRAMO: KM 1+170 AL 2+800

DATOS PARTICULARES:

tirante d =	1.19 m
ancho del fondo del río =	10.00 m
talud k =	2.00
pendiente tramo S =	0.004380
coeficiente rug. n =	0.035
Concentración sed. =	0 ppm en peso
distancia entre obstáculos =	0 m

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
cg =	2.36
U =	1.58 m/s
Q =	21.29 m3/s
Tr =	50.00 años
A =	14.73 m2
Be =	14.76 m

DATOS GENERALES

$\gamma_s =$	2,650 kg/m ³
$\Delta =$	1.65
$\gamma_m =$	1,000.00 kg/m ³
T =	25° C
$\nu =$	8.970E-07 m ² /s
g =	9.81 m/s ²
$\gamma =$	1,000 kgf/m ³

FORMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = [\alpha d_o^{5/3} / (4.7 \psi D_{84}^{0.28})]^{1/3} [D_{84}^{0.03} / (0.322 + D_{84}^{0.03})]$$

$$\alpha = Qd / (dm^{5/3} Be \mu)$$

$$\mu = 1 - [0.387 U_o / L]$$

$$\psi = (0.771 + 0.129 \ln Tr) / (1 + 0.08 \ln Tr)$$

$$\psi = 0.38 + (\gamma_m / 1272) \psi^2$$

SOLUCIÓN

$\beta =$	0.972
D84 =	0.0013 m
$\mu =$	1 m/s
$\psi =$	0.998
dm =	0.998
$\alpha =$	1.447
ds =	2.052 m

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ:

0.862 m

**TABLA 5.18 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=50 AÑOS
METÓDO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
TRAMO: KM. 2+800 AL 5+065**

DATOS PARTICULARES:

tirante d =	1.00 m
ancho del fondo del río =	10.00 m
talud k =	2.00
pendiente tramo S =	0.007620
coeficiente rug. n =	0.035
Concentración sed =	0 ppm en peso
distancia entre obstáculos =	0 m

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
σg =	2.36
U =	1.93 m/s
Q =	21.29 m3/s
Tr =	50.00 años
A =	12.00 m2
Be =	14.00 m

DATOS GENERALES

γs =	2,650 kgf m ⁻³
Δ =	1.65
γm =	1,000.00 kgf m ⁻³
T =	25° C
v =	8.970E-07 m2 s
g =	9.81 m/s2
γ =	1,000 kgf m ⁻³

FÓRMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = [\alpha d_0^{5/3} / (4.7 \beta D_{84}^{0.28})]^{1/(D_{84}^{0.03} / (0.322 + D_{84}^{0.03}))}$$

$$\alpha = Qd / (dm^{5/3} Be \mu)$$

$$\mu = 1 - [0.387 U_0 / L]$$

$$\beta = (0.771 + 0.129 \ln Tr) / (1 + 0.08 \ln T)$$

$$\phi = 0.38 + (\gamma m / 1272)^{1/2}$$

SOLUCIÓN

β =	0.972
D84 =	0.0013 m
μ =	1 m/s
φ =	0.998
dm =	0.857
α =	1.966
ds =	2.077 m

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ: 1.077 m

**TABLA 5.19 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=1000 AÑOS
MÉTODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
TRAMO: KM 0+000 AL 1+170**

DATOS PARTICULARES:

tirante d =	3.56 m
ancho del fondo del río =	10.00 m
talud k =	2.00
pendiente tramo S =	0.002410
coeficiente rug n =	0.035
Concentración sed. =	0 ppm en peso
distancia entre obstáculos =	0 m

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
og =	2.36
U =	0.60 m/s
Q =	30.02 m ³ /s
Tr =	1000.00 años
A =	60.95 m ²
Be =	24.24 m

DATOS GENERALES

γs =	2,650 kgf/m ³
Δ =	1.65
γm =	1,000.00 kgf/m ³
T =	25° C
v =	8.970E-07 m ² /s
g =	9.81 m/s ²
γ =	1,000 kgf/m ³

FORMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = [\alpha d_0^{5/3} / (4.7 \beta D_{84}^{0.28})]^{1/D_{84}^{0.03} / (0.322 + D_{84}^{0.03})}$$

$$\alpha = Qd / (dm^{5/3} Be \mu)$$

$$\mu = 1 - [0.387 U_0 / L]$$

$$\beta = (0.771 + 0.129 \ln Tr) / (1 + 0.08 \ln T)$$

$$\phi = 0.38 + (\gamma m / 1272)^{0.2}$$

S O L U C I O N

β =	1.071
D84 =	0.0013 m
μ =	1 m/s
φ =	0.998
dm =	2.514
α =	0.266
ds =	2.107 m

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ: 0.000 m

**TABLA 5.20 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=1000 AÑOS
METODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
TRAMO: KM 1+170 AL 2+800**

DATOS PARTICULARES:

tirante d = 1.50 m
 ancho del fondo del río = 10.00 m
 talud k = 2.00
 pendiente tramo S = 0.004380
 coeficiente rug. n = 0.035
 Concentración sed. = 0 ppm en peso
 distancia entre obstáculos = 0 m

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 = 0.55 mm
 D84 = 1.30 mm
 D90 = 1.66 mm
 Dm = 0.80 mm
 σg = 2.36
 U = 1.72 m/s
 Q = 30.02 m³/s
 Tr = 1000.00 años
 A = 19.50 m²
 Be = 16.00 m

DATOS GENERALES

γs = 2,650 kgf m⁻³
 Δ = 1.65
 γm = 1,000.00 kgf m⁻³
 T = 25° C
 ν = 8.970E-07 m² s
 g = 9.81 m s⁻²
 γ = 1,000 kgf m⁻³

FÓRMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = \left[\alpha d_0^{5/3} / (4.7 (\beta D_{84}^{0.28}) \right]^{1/(D_{84}^{0.03} / (0.322 + D_{84}^{0.03}))}$$

$$\alpha = Qd / (dm^{5/3} Be \mu)$$

$$\mu = 1 - [0.387 U_0 / L]$$

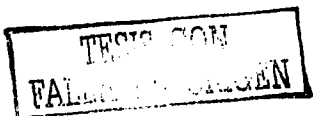
$$\beta = (0.771 + 0.129 \ln Tr) / (1 + 0.08 \ln T)$$

$$\phi = 0.38 + (\gamma m / 1272)^{0.2}$$

SOLUCIÓN

μ = 1.071
 D84 = 0.0013 m
 μ = 1 m/s
 φ = 0.998
 dm = 1.219
 α = 1.349
 ds = 2.401 m

POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ: 0.901 m



**TABLA 5.21 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, TR=1000 AÑOS
METÓDO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV
TRAMO: KM 2+800 AL 5+065**

DATOS PARTICULARES:

tirante d =	1.22 m
ancho del fondo del río =	10.00 m
talud k =	2.00
pendiente tramo S =	0.007620
coeficiente rug. n =	0.035
Concentración sed. =	0 ppm en peso
distancia entre obstáculos =	0 m

Distribución prob. del tramo: LOG-NORMAL

D50 =	0.55 mm
D84 =	1.30 mm
D90 =	1.66 mm
Dm =	0.80 mm
σg =	2.36
U =	2.17 m/s
Q =	30.02 m3/s
Tr =	1000.00 años
A =	15.18 m2
Be =	14.88 m

DATOS GENERALES

γs =	2.650 kgf m ⁻³
Δ =	1.65
γm =	1,000.00 kgf m ³
T =	25° C
v =	8.970E-07 m2 s
g =	9.81 m-s ²
γ =	1,000 kgf m ³

FORMULAS:

Para material granular o friccionante se tiene:

$$ds = [\alpha d_0^{5/3} / (4.7 \beta D_{84}^{0.28})]^{1/D_{84}^{0.03} / (0.322 + D_{84}^{0.03})}$$

$$\alpha = Qd / (dm^{5/3} Be \mu)$$

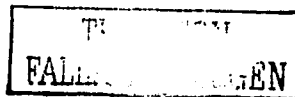
$$\mu = 1 - [0.387 U_0 / L]$$

$$\beta = (0.771 + 0.129 \ln Tr) / (1 + 0.08 \ln Tr)$$

$$\phi = 0.38 + (\gamma m / 1272)^{0.2}$$

S O L U C I Ó N

β =	1.071
D84 =	0.0013 m
μ =	1 m/s
ϕ =	0.998
dm =	1.020
α =	1.952
ds =	2.445 m



POR LO TANTO LA SOCAVACIÓN GENERAL SERÁ: 1.225 m

6 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

6.1 Programa utilizado

Conocidos los eventos de diseño en el sitio a proteger, se realizó el análisis hidráulico del río en flujo no permanente, ya que con él se describe la evolución del gasto y nivel del agua en una sección dada y a lo largo del río. Además, se obtiene el tiempo de llegada del pico de una avenida, así como el gasto y su correspondiente nivel del agua.

Para resolver este problema se utilizan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento, las que en su forma integral y diferencial se escriben de la siguiente manera (Berezowsky y Jiménez, 1995)

Ecuaciones fundamentales

a) Versión integral conservativa

$$\int_1^2 [(A)_{i2} - (A)_{i1}] dx + \int_1^2 [(Q)_{i2} - (Q)_{i1}] dt = 0 \quad (6.1)$$

$$\int_1^2 (Q_{i2} - Q_{i1}) dx = \int_1^2 [(U^2 A)_{i1} - (U^2 A)_{i2}] dt + g \int_1^2 [(I_1)_{i1} - (I_1)_{i2}] dt + g \int_1^2 \int_1^2 I_2 dx dt + g \int_1^2 \int_1^2 A(S_0 - S_f) dx dt \quad (6.2)$$

b) Versión diferencial (divergente)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (6.3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \quad (6.4)$$

c) Versión diferencial de la ecuación dinámica

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_0 - S_f) = 0 \quad (6.5)$$

donde

A área hidráulica

U velocidad media en la sección transversal

Q=AU gasto o caudal

$S_0 = -\partial Z / \partial x = \text{sen } \alpha \approx \tan \alpha$, pendiente del fondo

S_f pendiente de fricción
 g aceleración de la gravedad
 x_1 indica la sección a una distancia x_1
 t_1 indica el t_1

Estas ecuaciones, ya sea en su forma integral o diferencial no tienen solución analítica, para resolverlas se utilizan los métodos numéricos. Para el caso particular de las ecuaciones del escurrimiento en cauces, el método que más ventajas tiene es el de diferencias finitas.

Existen dos tipos de esquemas en diferencias finitas: el explícito y el implícito; en los explícitos, al aproximarse las derivadas por diferencias se obtiene una sola incógnita en cada ecuación, por tanto, para el flujo a superficie libre, es posible calcular, a partir de valores conocidos e un instante dado, los tirantes y velocidades en cada tramo independientemente. Para obtener resultados estables y físicamente realistas en este tipo de esquemas, se tiene una restricción en el tramo del paso del tiempo con respecto al tamaño de los tramos; a esta limitante se le conoce como condición de Courant.

En los implícitos, se plantean ecuaciones en cada tramo que contienen como incógnitas a las variables en los nudos adyacentes. Al escribir las ecuaciones para todos los tramos se obtiene un sistema de ecuaciones con las variables como incógnitas en todos los nudos, de tal manera que se crea una relación de dependencia de una variable con todas las demás. En general, estos esquemas son estables para cualquier tamaño de Δt , es decir no están sujetas a la condición de Courant.

Existen diversos esquemas implícitos, y cada uno de ellos fue desarrollado para la versión de las ecuaciones que más convenía a su autor; uno de ellos es el método de Cruickshank-Berezowsky. Cruickshank planteo su método a partir de una formulación integral de las ecuaciones fundamentales, y el ajuste hecho por Berezowsky utiliza las ecuaciones fundamentales en su forma diferencial. Las ecuaciones fundamentales y procedimiento de este método se muestran en el ANEXO I.

En este trabajo se utilizó el programa "TRA-RIOS.EXE" (TRÁNSITO DE RÍOS), el cual se utiliza para transitar avenidas. Este programa utiliza el método de Cruickshank-Berezowsky, publicado en el Capítulo 6 del Manual de Ingeniería de Ríos-Flujo no Permanente en Ríos del Instituto de Ingeniería. En resultados de algunas corridas se muestran en el Anexo II.

6.2 Análisis hidráulico del río en condiciones naturales

Se realizó el funcionamiento hidráulico del río San Lorenzo en condiciones naturales actuales, y de él se obtuvo el gasto que puede conducir el cauce sin que se presente desbordamiento. El análisis hidráulico se realizó a cada doscientos

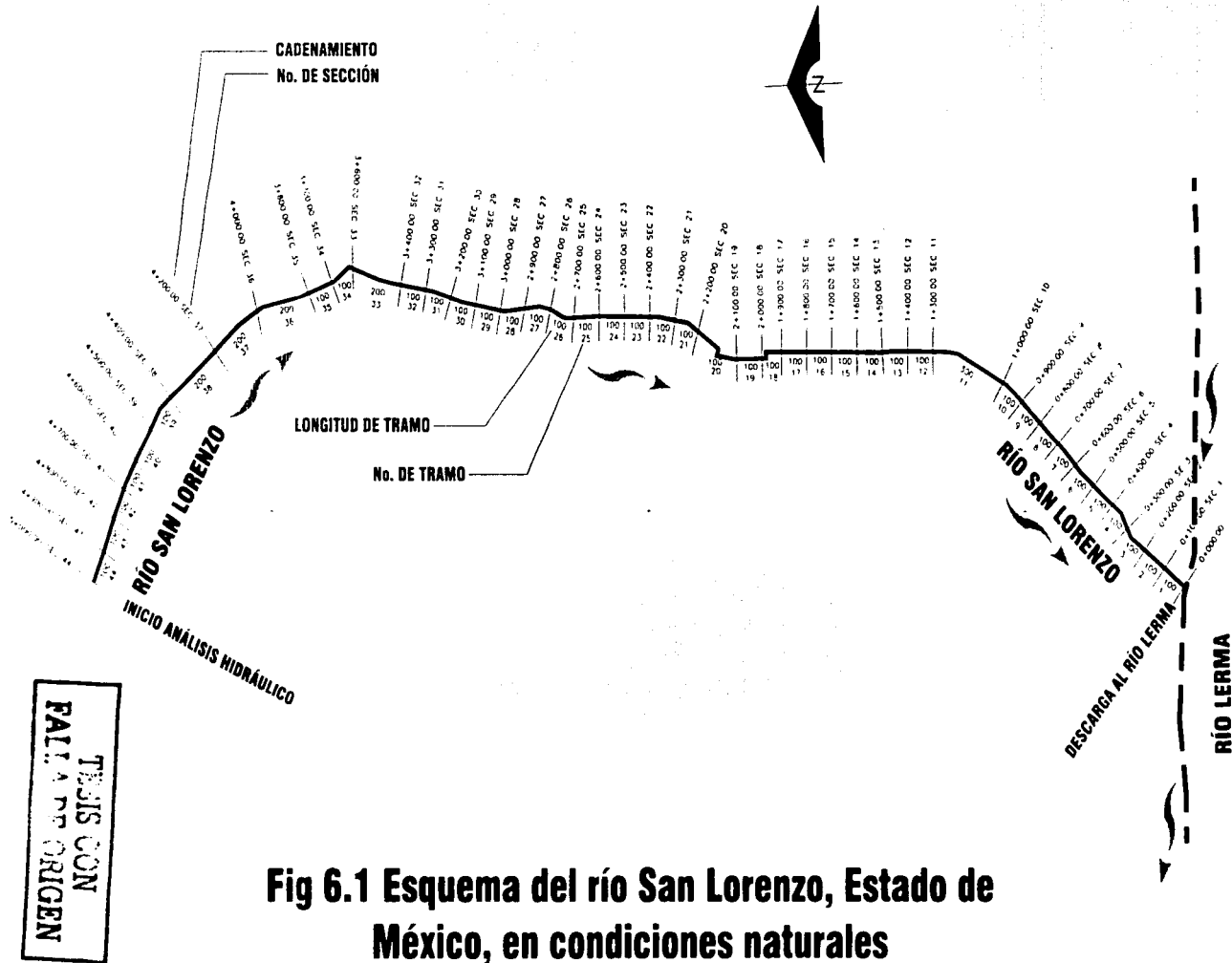
(200) metros y en puntos intermedios donde existen cambios bruscos en la geometría de la sección transversal y de la pendiente del cauce.

Las simulaciones hidráulicas se realizaron en flujo no permanente con el programa TRA-RIOS.EXE. La metodología seguida, para los análisis hidráulicos para estas condiciones, es la siguiente:

1. Levantamiento topográfico del cauce con secciones transversales a cada 200 m.
2. Codificación de la información topografía, mediante secciones transversales a cada 200 m y determinación de los parámetros hidráulicos ($Q_{\text{hidrograma}}$, n , S , y L), para alimentar el programa TRA-RIOS.EXE. En la Fig. 6.1 se muestra la codificación general del río utilizada para proporcionar los datos al programa.
3. Simulación hidráulica del cauce de "calentamiento" para obtener las condiciones iniciales. Se entiende por calentamiento al conjunto de valores que se proponen para que el programa logre ejecutarse, en este caso como no se dispone de tirantes y velocidades para un tiempo t_0 inicial se hace una simulación con las condiciones de frontera constantes; un gasto constante y una elevación conocida aguas abajo.
4. Simulación hidráulica del cauce del río, mediante el programa TRA-RIOS, para un determinado caudal, obteniéndose todos los datos hidráulicos a cada 200 m. Previamente fue necesario determinar las condiciones de frontera aguas arriba, representado por los hidrogramas de las avenidas (entradas), mientras que aguas abajo la condición de frontera estuvo establecida por los niveles que presenta el río Lerma en la confluencia con el San Lorenzo.
5. Obtención de los hidrogramas que se presentan a lo largo del río. Para este caso sólo se dibujaron los hidrogramas de entrada (km 5+000), a la mitad del río (km 2+500) y al final (km 0+000).
6. Se obtuvieron los perfiles de la superficie libre del agua asociados a los tirantes máximos que se presentan en cada sección al paso de la avenida.

De acuerdo a las condiciones topo-hidráulicas del río y a los diferentes gastos asociados, el régimen del flujo es subcrítico.

Para conocer el gasto que el río puede conducir sin presentar desbordamientos se simularon valores desde 5.0 hasta 250.0 m^3/s ; éstos se fueron incrementando paulatinamente hasta determinar en cada sección (cada 200 m) el gasto máximo que desborda la sección.



En el Tabla 6.1 se muestra el resumen de los gastos máximos que el río puede conducir sin presentar desbordamiento. En el anexo II, se muestran los resultados de algunas simulaciones hidráulicas realizadas para los diferentes gastos, así como las figuras que muestran el perfil de flujo, perfil de fondo del cauce y el perfil de ambos márgenes.

En el mismo anexo II, en las Tablas II.1 a II.4 y Figs II.1 y II.2 se presentan los resultados de todas las corridas hidráulicas que se hicieron para cada uno de los gastos analizados. Adicionalmente, se muestran los archivos de datos de entrada al programa TRA-RIOS.EXE, así como los de salida, y también se muestran los hidrogramas de entrada, los que se presentan a la mitad y al final del río después de realizado el tránsito.

Resumiendo, de la Tabla 6.1, se observa que del km 0+000 al 0+500 la capacidad promedio es de $7.0 \text{ m}^3/\text{s}$, del km 0+600 al 3+100 la capacidad es de $90.21 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que en el tramo comprendido entre el km 3+200 al 5+000 el gasto es de $45.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

La capacidad hidráulica con que cuenta actualmente el río del km 0+000 al 3+200, se debe a que en los últimos tres años este tramo ha estado dezasolvándose.

De acuerdo con lo mencionado era de esperarse, que la capacidad de conducción del último tramo es la más crítica debido al remanso que se provoca por el río Lerma.

Tabla 6.1 Gastos máximos que el río puede conducir sin presentar desbordamiento en condiciones naturales

No. de sección	Estación (km)	Q_{max} (m^3/s)	No. de sección	Estación (km)	Q_{max} (m^3/s)
1	0+100	5.00	23	2+500	100.00
2	0+200	5.00	24	2+600	120.00
3	0+300	5.00	25	2+700	140.00
4	0+400	10.00	26	2+800	120.00
5	0+500	10.00	27	2+900	100.00
6	0+600	45.00	28	3+000	160.00
7	0+700	45.00	29	3+100	120.00
8	0+800	45.00	30	3+200	45.00
9	0+900	80.00	31	3+300	40.00
10	1+000	100.00	32	3+400	20.00
11	1+300	140.00	33	3+600	30.00
12	1+400	80.00	34	3+700	50.00
13	1+500	100.00	35	3+800	65.00
14	1+600	65.00	36	4+000	55.00
15	1+700	80.00	37	4+200	25.00
16	1+800	65.00	38	4+400	45.00
17	1+900	60.00	39	4+500	30.00
18	2+000	60.00	40	4+600	30.00
19	2+100	60.00	41	4+700	65.00
20	2+200	100.00	42	4+800	45.00
21	2+300	120.00	43	4+900	65.00
22	2+400	60.00	44	5+000	65.00

6.3 Análisis hidráulico del río para diversos gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500, y 1000 años, considerando diferentes opciones de ancho de plantilla y rasantes de rectificación

6.3.1 Opciones analizadas

El tamaño de las obras de protección contra inundaciones es función de la magnitud de las avenidas de diseño y del grado de seguridad que se quiera dar en forma cualitativa, se puede decir, que mientras se incrementa la magnitud de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Por lo tanto, debe existir un tamaño óptimo para el cual la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea el mínimo.

Basándonos en lo anterior se analizaron tres opciones de solución, consistentes en bordos longitudinales a lo largo de ambos márgenes del río, y con la altura necesaria para reducir las inundaciones causadas por el desbordamiento del río.

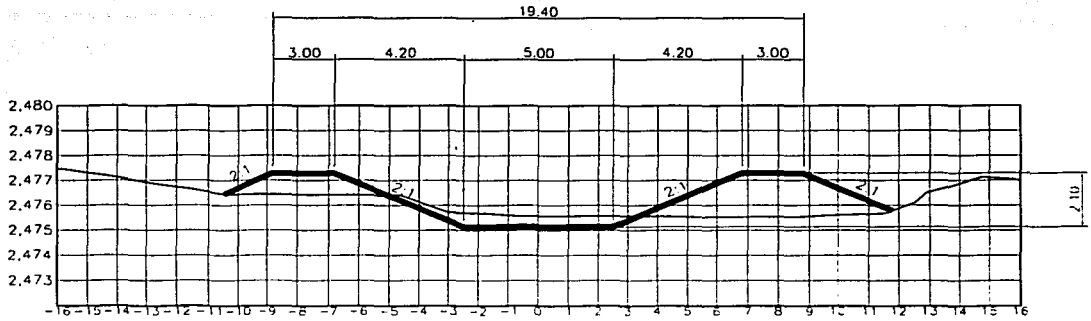
Siendo los bordos, las estructuras más comunes utilizadas para el encauzamiento de ríos y protecciones contra las inundaciones, en el capítulo 3 se mencionaron de manera muy general las etapas más importantes para su análisis y diseño desde el punto de vista geotécnico y se mencionaron las verificaciones que deben realizarse para asegurar su estabilidad, en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Así mismo, se trató lo relacionado con análisis del flujo de agua que debe efectuarse para evitar daños a un bordo y por último las estimaciones de la cuantificación de los posibles asentamientos que sufrirá el bordo con el tiempo.

Las opciones propuestas consisten en secciones trapeciales, con anchos de plantilla de 5.0, 7.5 y 10.0 m, talud 2:1 y altura de bordo igual a la altura máxima del tirante de agua, que corresponde a la avenida de diseño más un bordo libre. En la Fig 6.2, se muestran las opciones analizadas y en la Tabla 6.2 se presentan las características geométricas de estas.

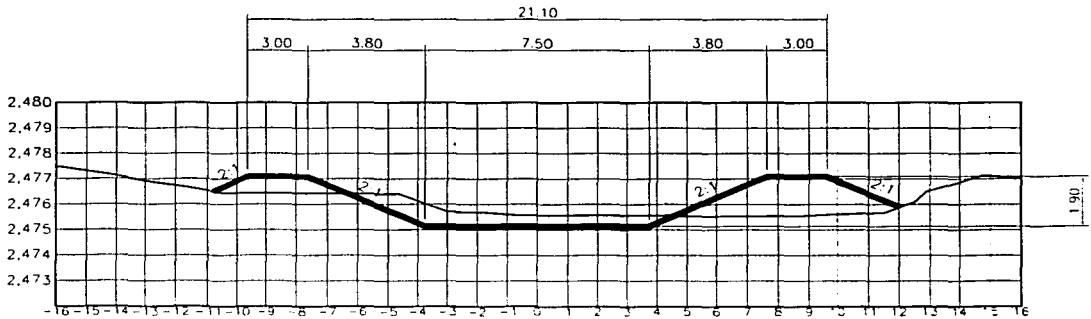
Las pendientes de rectificación variaron a lo largo del río y están en función de la topografía existente. Se analizaron diversas rasantes (entendiendo por rasante a los diferentes niveles de plantilla), tratando en la medida de lo posible no excavar demasiado, pero tampoco que las rasantes sean muy superficiales que impliquen un terraplén mayor ya que esta opción sería incongruente, porque lo que se busca es darle mayor capacidad de conducción al río desasolvándolo y no colocando algún terraplén; en la Tabla 6.2 se muestran finalmente las rasantes que dieron los mejores resultados.

Para la determinación de las secciones antes propuestas, se busco que estas estuvieran dentro de la zona federal y tener la menor área de afectación. Una vez que se tuvo bien definida cada una de las secciones tipo, así como los niveles topográficos correspondientes, se realizó el funcionamiento hidráulico del río para cada uno de los gastos asociados a cada uno de los periodos de retorno, con el objeto de determinar los perfiles del agua.

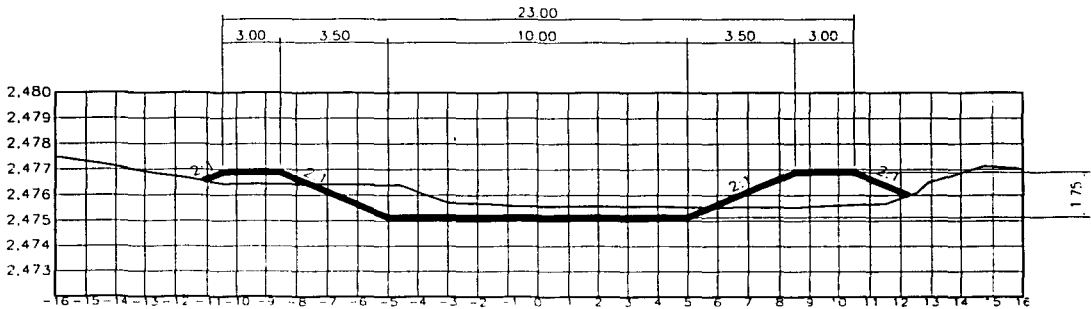
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



OPCION 1, $b=5.00$ M, KM 0+000 AL 5+065



OPCION 2, $b=7.50$ M, KM 0+000 AL 5+065



OPCION 3, $b=10.00$ M, KM 0+000 AL 5+065

Fig. 6.2 Secciones tipo analizadas

Tabla 6.2.- Características geométricas de opciones analizadas

OPCIÓN	b M	TALUD BORDO	N	S	TRAMO
1	5.0	2	0.035	0.00241	0+000 AL 1+750
				0.00438	1+170 AL 2+800
				0.00762	2+850 AL 5+065
2	7.5	2	0.035	0.00241	0+000 AL 1+750
				0.00438	1+170 AL 2+800
				0.00762	2+850 AL 5+065
3	10.0	2	0.035	0.00241	0+000 AL 1+750
				0.00438	1+170 AL 2+800
				0.00762	2+850 AL 5+065

6.3.2 Análisis hidráulico

Se realizó el estudio del funcionamiento hidráulico del río, para gastos asociados a periodos de retorno (Tr) de 50, 100, 500 y 1,000 años, considerando para cada uno de los citados gastos diferentes opciones de rasantes de rectificación, anchos de plantilla; y tratando en la medida de lo posible que la cubeta (cauce) de rectificación quede alojada en terreno natural y con un mínimo de formación de bordos. El eje de proyecto se ubico de tal manera que fuese lo mas cercano al centro del cauce actual (talweg), con el objeto de tener la menor afectación posible.

El análisis hidráulico se efectuó a cada 200 m y en puntos donde se presentaban cambios en la pendiente del cauce. Los gastos de diseño asociados a cada uno de los periodos de retorno, obtenidos en el capítulo 4 según el método racional son los siguientes

Tabla 6.3 Gasto de diseño

Tr (años)	GASTO (m ³ /s)
50	21.29
100	23.31
500	28.00
1000	30.02

La metodología que se utilizó para los análisis hidráulico del río, para cada una de las opciones de solución es la siguiente

1. Definir la sección tipo por analizar junto con las rasantes de rectificación (Fig 6.2)
2. Codificación de la información topográfica, mediante secciones transversales a cada 200 m y determinación de los parámetros hidráulicos ($Q_{\text{hidrograma}}$, n, S, y

L), para alimentar el programa TRA-RIOS.EXE. En la Fig 6.3 se muestra la codificación general del río utilizada para alimentar el programa.

3. Simulación hidráulica del cauce de "calentamiento" para obtener las condiciones iniciales. Se entiende por calentamiento al conjunto de valores que se proponen para que el programa logre ejecutarse, en este caso como no se dispone de tirantes y velocidades para un tiempo t_0 inicial se hace una simulación con las condiciones de frontera constantes; un gasto constante y una elevación conocida aguas abajo.
4. Simulación hidráulica del cauce del río, mediante el programa TRA-RIOS, para un determinado caudal, obteniéndose todos los datos hidráulicos a cada 200 m. Para esto fue necesario previamente determinar las condiciones de frontera aguas arriba, representada por los hidrogramas de las avenidas (ver Fig 4.17), mientras que aguas abajo la condición de frontera estuvo establecido por los niveles de agua que presenta el río Lerma en la confluencia con el río San Lorenzo (ver Fig 4.19)
5. Obtención de los hidrogramas que se presentan a lo largo del río, para este caso sólo se dibujaron los hidrogramas de entrada (km 5+000), a la mitad del río (km 2+500) y al final (km 0+000), ver Fig II.3.
6. Se obtuvieron los perfiles de la superficie libre del agua asociados a los tirantes máximos que se presentan en cada sección al paso de la avenida, ver Fig II.4

En anexo No. II, en las Tablas II.5 a la II.7, y figuras II.3 a II.4 se muestran algunos resultados de las corridas hechas para cada uno de los gastos analizados.

Además se presentan los archivos de datos de entrada al programa TRA-RIOS.EXE (Tabla II.5), así como los de salida (Tabla II.6), también se muestran los hidrogramas de entrada que se presentan a la mitad y al final del río después de realizado el tránsito (Fig II.3)

En la Tabla 6.4 se muestra el resumen de los tirante máximos que se presentan, al paso de la avenida, y a lo largo del río, para cada una de las condiciones analizadas.

De esta tabla se observa que prácticamente no existe gran diferencia entre los tirantes asociados a cada Tr, esto significa que se podrá en su momento proponer que el gasto de diseño de los bordos sea el asociado a un Tr de 50 años, al cual sumándole un cierto bordo libre (B.L) y dependiendo del valor de éste, ayudaría a que pasara sin ningún problema la avenida de 500 y 1000 años.

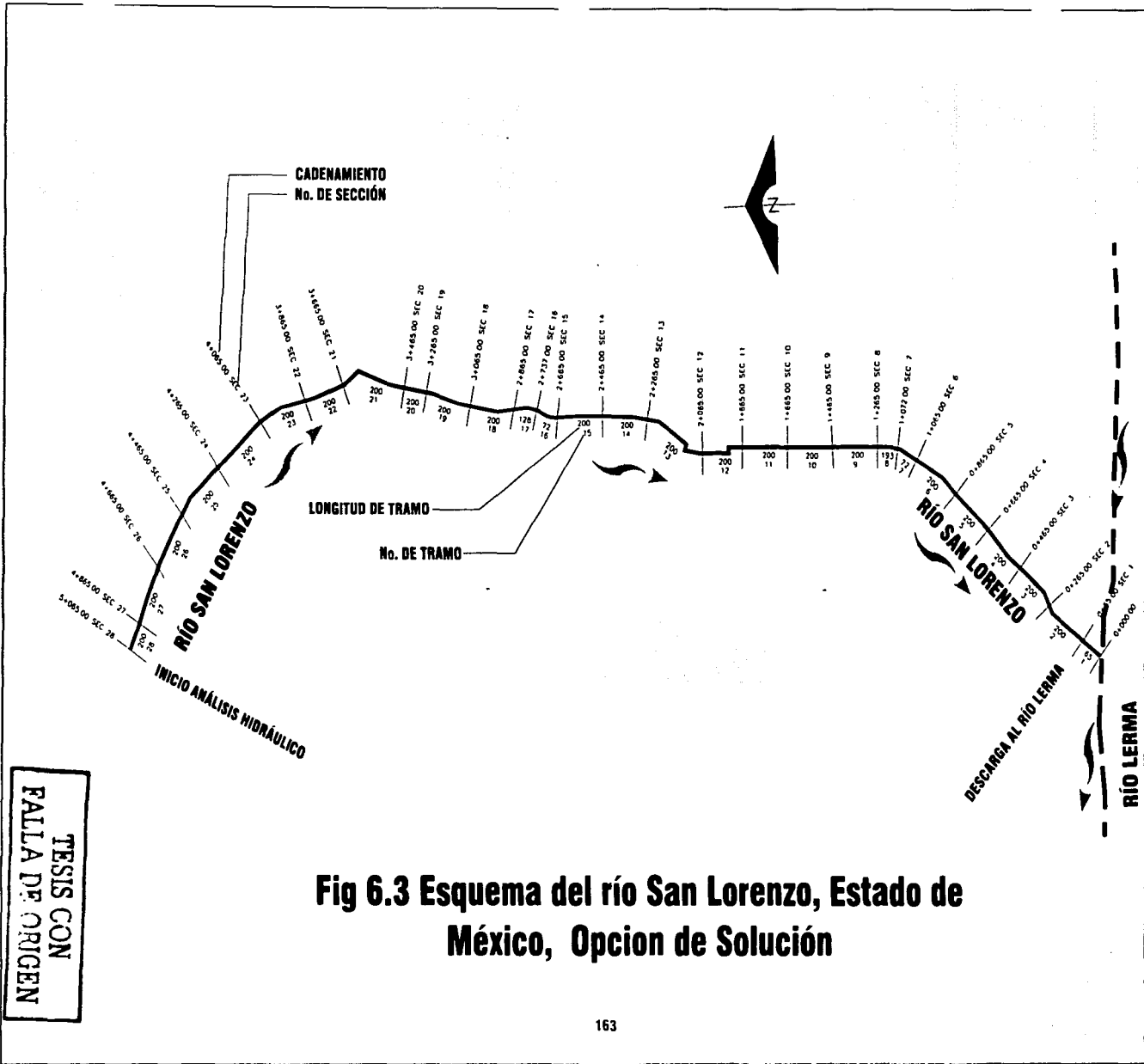


Tabla 6.4 Tirantes máximos para gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1,000 años y anchos de plantilla de 5.0, 6.50 y 10.0 m

CADENA MIENTO (km)	PLANTILLA (msnm)	b = 5.0 m				b = 7.5 m				b = 10.0 m			
		TIRANTES MÁXIMOS (m)				TIRANTES MÁXIMOS (m)				TIRANTES MÁXIMOS (m)			
		TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02	TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02	TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02
4+965.00	2,502.37	1.24	1.30	1.44	1.49	1.03	1.08	1.20	1.25	0.88	0.93	1.04	1.08
4+765.00	2,500.85	1.24	1.30	1.43	1.48	1.02	1.08	1.19	1.24	0.88	0.93	1.03	1.07
4+565.00	2,499.32	1.24	1.30	1.44	1.49	1.03	1.08	1.20	1.25	0.88	0.93	1.04	1.08
4+365.00	2,497.80	1.24	1.30	1.43	1.48	1.02	1.08	1.19	1.24	0.88	0.93	1.03	1.07
4+165.00	2,496.27	1.24	1.30	1.44	1.49	1.03	1.08	1.20	1.24	0.88	0.93	1.03	1.08
3+965.00	2,494.75	1.24	1.30	1.43	1.48	1.02	1.08	1.19	1.24	0.88	0.93	1.03	1.07
3+765.00	2,493.22	1.24	1.30	1.43	1.49	1.03	1.08	1.20	1.24	0.89	0.93	1.03	1.07
3+565.00	2,491.70	1.24	1.30	1.43	1.48	1.02	1.07	1.19	1.24	0.87	0.92	1.03	1.07
3+365.00	2,490.17	1.24	1.30	1.43	1.49	1.03	1.08	1.20	1.24	0.89	0.94	1.04	1.08
3+165.00	2,488.64	1.25	1.31	1.45	1.50	1.02	1.08	1.20	1.25	0.87	0.92	1.03	1.07
2+965.00	2,487.12	1.24	1.30	1.42	1.47	1.05	1.10	1.20	1.24	0.93	0.97	1.06	1.09
2+801.00	2,485.87	1.20	1.26	1.41	1.47	0.96	1.02	1.15	1.21	0.80	0.86	0.97	1.02
2+701.00	2,485.22	1.44	1.51	1.66	1.72	1.20	1.26	1.40	1.45	1.04	1.09	1.21	1.26
2+565.00	2,484.63	1.43	1.50	1.65	1.71	1.20	1.26	1.39	1.45	1.03	1.09	1.21	1.26
2+365.00	2,483.75	1.44	1.51	1.66	1.72	1.20	1.26	1.40	1.45	1.04	1.09	1.21	1.26
2+165.00	2,482.88	1.43	1.50	1.65	1.71	1.19	1.26	1.39	1.45	1.03	1.09	1.21	1.25
1+965.00	2,482.00	1.44	1.51	1.66	1.72	1.20	1.26	1.39	1.45	1.04	1.09	1.21	1.26
1+765.00	2,481.12	1.44	1.51	1.66	1.72	1.20	1.26	1.40	1.45	1.04	1.09	1.21	1.26
1+565.00	2,480.25	1.44	1.51	1.65	1.71	1.20	1.26	1.39	1.45	1.04	1.09	1.21	1.26
1+365.00	2,479.37	1.42	1.49	1.64	1.70	1.19	1.25	1.38	1.43	1.03	1.08	1.20	1.24
1+168.50	2,478.51	1.46	1.54	1.71	1.78	1.20	1.27	1.42	1.49	1.02	1.08	1.22	1.27
1+068.50	2,478.08	1.68	1.76	1.93	2.00	1.41	1.48	1.64	1.70	1.23	1.29	1.43	1.49
0+965.00	2,477.83	1.68	1.76	1.93	2.00	1.41	1.48	1.64	1.70	1.23	1.29	1.43	1.49
0+765.00	2,477.35	1.67	1.75	1.93	1.99	1.41	1.48	1.64	1.70	1.23	1.29	1.43	1.49
0+565.00	2,476.87	1.68	1.76	1.92	1.99	1.44	1.50	1.65	1.71	1.27	1.33	1.46	1.51
0+365.00	2,476.38	1.74	1.80	1.94	2.00	1.56	1.60	1.71	1.76	1.46	1.49	1.57	1.61
0+165.00	2,475.90	1.88	1.90	1.98	2.02	1.81	1.83	1.87	1.89	1.78	1.79	1.82	1.83
0+032.50	2,475.58	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05

6.3.3 Movimiento de tierras

De la Tabla 6.4 se observa que para cada condición de análisis existe un tirante máximo y como consecuencia una altura de bordo y un ancho total de afectación; un punto importante que resulta de estos análisis es que independientemente del ancho de plantilla de canal "b", el ancho de afectación es aproximadamente el mismo, esto es, que a un ancho de plantilla de 5 m, la altura de bordo será mas grande y como consecuencia el "pateo" también, mientras que para un ancho de 10 m la altura disminuye y como consecuentemente el "pateo" también pero al ver el ancho total efectivo de afectación hacia ambos márgenes se observa que este es aproximadamente la misma.

Además, para cada ancho de plantilla existe un volumen de excavación y uno del terraplén, para determinar los volúmenes es necesario definir la altura total del bordo, para esto se procedió a obtener los movimientos de tierra (obtención de volúmenes de excavación y terraplén) para cada una de las opciones analizadas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

asociadas a un $Tr = 50$ años, esto es, de los perfiles del agua obtenidos para este Tr y para cada ancho de plantilla se le sumara un determinado bordo libre (BL) el cual nos dará la altura total del bordo.

Como se ha comentado anteriormente, al no haber gran diferencia entre las alturas de los tirantes asociados a cada Tr , se eligió como avenida de diseño final la asociada a $Tr = 50$ años, ya que con esta altura más el BL, que se defina, pasara sin ningún problema la avenida de 1,000 años.

Para determinar el valor del bordo libre, para el cual no es revestido, se recomienda utilizar la ecuación propuesta por Maza y García (1997), que esta dada por

$$BL = 0.3Q^{0.25} \quad (6.6)$$

donde Q es el gasto en m^3/s y BL en m . Esta ecuación es válida en el intervalo de $1 < Q < 250 m^3/s$. Al sustituirse en la expresión mencionada el valor de $Q = 21.29$, se obtiene que el $BL=0.64 m$, para fines de cálculo $BL= 0.65 m$.

Para cada una de las opciones analizadas se obtuvo el tirante promedio, al cual se le suma el BL de $0.65 m$, determinándose de esta manera, la altura total de bordo. En el Tabla 6.5 se presentan las alturas definitivas.

Tabla 6.5 Alturas totales de bordos

	b = 5.0 m				b = 7.5 m				b = 10.0 m			
	ALTURA DEL BORDO (m)				ALTURA DEL BORDO (m)				ALTURA DEL BORDO (m)			
	TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02	TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02	TR=50 Q=21.29	TR=100 Q=23.31	TR=500 Q=28.00	TR=1000 Q=30.02
TIRANTE PROMEDIO (Ym)	1.43	1.50	1.64	1.69	1.22	1.27	1.40	1.45	1.07	1.12	1.23	1.27
BORDO LIBRE (BL)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Ym + BL	2.08	2.15	2.29	2.34	1.87	1.92	2.05	2.10	1.72	1.77	1.88	1.92
ALTURA TOTAL	2.10	2.15	2.30	2.35	1.90	1.95	2.05	2.10	1.75	1.80	1.90	1.95

Una vez definida la altura total del bordo se calcularon los movimientos de tierra con el programa CIVILCAD, el cual es un módulo de topografía muy versátil que trabaja con AUTOCAD, el cual una vez definida la sección tipo y la configuración topográfica del terreno, calcula los volúmenes de excavación y terraplén, así como las correspondientes secciones constructivas. En la Tabla 6.6 se muestra el resumen de estos movimientos, así como los presupuestos preliminares; mientras que en la Tabla 6.7 se presenta el cálculo detallado de los volúmenes.

Tabla 6.6 Resumen de movimiento de tierras y presupuestos preliminares

OPCIÓN	B (m)	VOLUMEN	VOLUMEN	CORTE	TERRAPLÉN	CORTE	TERRAPLÉN	SUMA (\$)
		CORTE (m ³)	TERRAPLÉN (m ³)	P.U (\$)	P.U (\$)	IMPORTE (\$)	IMPORTE (\$)	
1	5.00	32,670.43	71,744.55	16.80	36.50	548,863.22	2,618,676.08	3,167,539.30
2	7.50	46,321.45	62,149.65	16.80	36.50	778,200.36	2,268,462.23	3,046,662.59
3	10.00	63,176.17	54,080.67	16.80	36.50	1,061,359.66	1,973,944.46	3,035,304.11

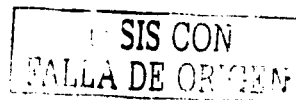


Tabla 6.7 Cálculo de movimientos de Tierra

ESTACION PROYECTO	OPCIÓN No 1 B = 5.0 m						OPCIÓN No 2 B = 7.5 m						OPCIÓN No 3 B = 10.0 m					
	ÁREAS (M ²)		DISTANCIA M	VOLUMENES (M ³)		CORTE TIRRAPLEN	ÁREAS (M ²)		DISTANCIA M	VOLUMENES (M ³)		CORTE TIRRAPLEN	ÁREAS (M ²)		DISTANCIA M	VOLUMENES (M ³)		CORTE TIRRAPLEN
	CORTE	TIRRAPLEN		CORTE	TIRRAPLEN		CORTE	TIRRAPLEN		CORTE	TIRRAPLEN		CORTE	TIRRAPLEN		CORTE	TIRRAPLEN	
5+085.00	3.76	-9.90	50.00	491.14	-397.38	5.58	-6.78	50.00	625.20	-326.95	7.57	-7.08	50.00	799.89	-281.35			
5+015.00	2.87	-13.79	50.00	196.90	-44.22	1.60	-4.22	50.00	293.60	-50.74	6.09	-12.06	50.00	397.81	-852.44			
4+965.00	0.50	15.91	50.00	101.14	-742.42	0.78	-13.45	50.00	149.40	-667.50	1.35	-11.15	50.00	211.09	-565.32			
4+915.00	0.95	16.95	50.00	43.83	-871.85	1.54	-18.21	50.00	59.01	-791.75	2.23	-17.38	50.00	107.35	-710.22			
4+865.00	0.00	16.80	50.00	28.50	-943.65	0.00	-17.02	50.00	48.33	-889.74	0.00	-16.22	50.00	75.87	-754.29			
4+815.00	0.00	22.50	50.00	0.00	-1032.00	0.00	-21.01	50.00	0.16	-1050.70	0.16	-19.49	50.00	13.84	-877.22			
4+765.00	0.09	-28.30	50.00	0.00	-1270.07	0.00	-22.12	50.00	0.16	-1203.17	0.00	-25.65	50.00	4.67	-1122.47			
4+715.00	0.00	-22.81	50.00	0.00	-1277.84	0.00	-20.95	50.00	0.00	-1201.85	0.00	-18.89	50.00	0.00	-1122.47			
4+665.00	0.03	-31.61	50.00	0.78	-1027.67	0.00	-18.26	50.00	-0.09	-937.15	0.00	-15.22	50.00	65.93	-844.11			
4+615.00	0.09	-16.81	50.00	141.11	-830.57	9.11	-18.59	50.00	203.71	-612.07	7.69	-18.16	50.00	297.35	-831.77			
4+565.00	0.00	-22.35	50.00	140.73	-1031.80	0.16	-20.61	50.00	168.07	-979.95	0.89	-18.16	50.00	257.29	-921.17			
4+515.00	0.09	-28.99	50.00	0.09	-1225.32	0.00	-24.73	50.00	0.95	-1133.37	0.00	-20.27	50.00	0.00	-1021.17			
4+465.00	0.09	-15.89	50.00	302.40	-1083.76	15.87	-19.78	50.00	476.10	-1047.47	16.21	-17.79	50.00	549.36	-1064.24			
4+415.00	4.96	-9.74	50.00	535.57	-641.18	17.39	-9.10	50.00	557.70	-656.78	9.52	-7.54	50.00	831.82	-653.22			
4+365.00	7.30	-13.31	50.00	395.84	-576.79	9.06	-12.84	50.00	524.32	-543.56	12.82	-11.80	50.00	670.64	-642.48			
4+315.00	0.04	-27.94	50.00	220.10	-1023.89	0.06	-25.87	50.00	305.45	-987.78	0.14	-25.89	50.00	350.70	-944.74			
4+265.00	4.35	-15.57	50.00	128.69	-1155.38	9.88	-18.79	50.00	182.28	-1141.45	7.79	-18.97	50.00	237.61	-1121.44			
4+215.00	6.24	-13.29	50.00	314.67	-795.49	8.30	-13.23	50.00	428.57	-800.51	10.38	-11.13	50.00	545.18	-822.49			
4+165.00	9.46	-13.59	50.00	471.65	-621.84	12.29	-14.83	50.00	616.76	-609.57	14.83	-12.42	50.00	658.98	-652.13			
4+115.00	2.78	-13.12	50.00	307.04	-697.46	4.88	-11.89	50.00	513.46	-692.32	17.13	-12.09	50.00	579.27	-652.13			
4+065.00	8.40	-0.84	50.00	347.18	-350.09	13.68	-0.50	50.00	555.50	-298.51	19.44	-1.00	50.00	797.27	-294.52			
4+015.00	12.90	-3.56	50.00	559.81	-134.53	17.09	-2.75	50.00	922.57	-88.85	21.69	-3.28	50.00	1230.07	-147.79			
3+965.00	4.52	-2.96	50.00	515.54	-158.99	8.13	-1.53	50.00	756.57	-107.12	12.81	-1.53	50.00	1031.23	-144.11			
3+915.00	8.26	1.86	50.00	375.00	-202.90	11.73	-4.30	50.00	565.57	-147.23	15.35	-4.33	50.00	844.84	-154.14			
3+865.00	11.04	5.54	50.00	339.49	-244.23	14.67	-1.89	50.00	501.02	-158.77	8.03	-7.77	50.00	719.27	-154.49			
3+815.00	13.15	4.91	50.00	425.58	-241.37	4.56	-4.25	50.00	559.01	-155.25	18.55	-5.53	50.00	815.76	-154.49			
3+765.00	3.05	-11.13	50.00	204.04	-311.43	13.43	-5.02	50.00	332.76	-213.21	22.01	-10.28	50.00	1092.52	-141.23			
3+715.00	3.83	-3.31	50.00	387.51	-226.47	4.05	-1.71	50.00	444.41	-164.65	13.84	-1.48	50.00	551.15	-151.59			
3+665.00	1.56	-1.14	50.00	111.91	-333.14	3.44	-8.25	50.00	344.74	-249.12	5.99	-4.44	50.00	585.83	-151.59			
3+615.00	0.69	-21.53	50.00	46.67	-793.09	0.05	-19.78	50.00	1.44	-830.73	0.00	-19.01	50.00	190.01	-842.17			
3+565.00	3.25	14.57	50.00	361.50	-692.57	14.36	-6.02	50.00	432.49	-695.07	16.67	-15.45	50.00	519.23	-842.17			
3+515.00	0.09	-17.89	50.00	391.55	-861.53	0.00	-14.02	50.00	430.93	-752.26	0.70	-12.54	50.00	520.99	-862.17			
3+465.00	0.00	-33.11	50.00	0.00	-1274.97	0.09	-32.87	50.00	0.00	-1197.32	0.00	-31.99	50.00	21.00	-1117.19			
3+415.00	5.93	-18.04	50.00	0.00	-1279.00	0.00	-32.87	50.00	0.00	-1217.74	0.00	-31.79	50.00	42.25	-1117.19			
3+365.00	18.17	-12.08	50.00	488.69	-755.10	19.20	-11.50	50.00	582.99	-688.53	22.24	-10.99	50.00	709.34	-642.49			
3+315.00	15.71	-15.50	50.00	650.26	-689.53	28.42	-14.71	50.00	1119.71	-655.17	20.34	-13.59	50.00	1277.19	-652.13			
3+265.00	21.61	-12.16	50.00	1128.85	-641.32	15.08	-11.80	50.00	1306.12	-605.14	28.59	-11.80	50.00	1457.84	-652.13			
3+215.00	4.35	-11.04	50.00	580.24	-580.24	12.05	-6.02	50.00	1215.87	-175.43	17.78	-14.00	50.00	1391.19	-534.82			
3+165.00	2.95	-7.33	50.00	446.05	-459.64	6.27	-5.20	50.00	939.04	-410.20	10.22	-4.08	50.00	840.08	-362.47			
3+115.00	3.50	-9.52	50.00	193.47	-421.34	8.12	-4.90	50.00	371.73	-254.99	9.70	-1.88	50.00	597.81	-141.23			
3+065.00	18.61	-9.20	50.00	603.20	-468.19	20.36	-2.74	50.00	769.30	-205.65	17.00	-1.88	50.00	1034.37	-141.23			
3+015.00	8.04	-8.84	50.00	769.30	-327.17	13.16	-1.85	50.00	1005.33	-228.79	18.40	-2.87	50.00	1295.28	-141.23			
2+965.00	6.92	-8.84	50.00	478.00	-298.01	9.29	-4.70	50.00	673.33	-163.53	11.84	-2.48	50.00	907.21	-152.49			
2+915.00	2.10	-6.09	50.00	210.56	-398.20	1.32	-6.61	50.00	319.35	-282.52	3.40	-4.50	50.00	457.04	-152.49			
2+865.00	4.40	-5.42	50.00	121.24	-317.88	8.14	-3.84	50.00	213.31	-243.88	12.18	-1.83	50.00	457.04	-152.49			
2+815.00	2.10	-10.80	50.00	181.04	-430.32	4.88	-6.90	50.00	398.05	-298.48	8.66	-4.13	50.00	634.04	-151.59			
2+765.00	4.40	-8.41	50.00	104.89	-480.13	3.58	-5.23	50.00	252.80	-303.13	7.42	-3.91	50.00	491.48	-151.59			
2+715.00	1.69	-13.15	50.00	176.59	-585.05	7.52	-12.75	50.00	323.88	-668.10	11.00	-11.32	50.00	520.16	-151.59			
2+665.00	0.10	-10.26	50.00	158.87	-585.06	3.37	-6.30	50.00	203.71	-676.19	1.11	-12.87	50.00	443.18	-362.47			
2+615.00	8.41	-4.91	50.00	273.21	-379.04	12.77	-3.01	50.00	424.34	-232.75	17.49	-1.10	50.00	647.72	-102.16			
2+565.00	11.03	-9.16	50.00	583.12	-351.75	14.40	-7.81	50.00	811.13	-230.15	17.90	-1.15	50.00	1081.46	-102.16			
2+515.00	29.39	-11.85	50.00	1212.58	-517.86	23.94	-5.00	50.00	1442.35	-450.07	28.84	-1.10	50.00	1632.21	-102.16			
2+465.00	2.17	-11.57	50.00	1519.78	-579.62	24.85	-4.40	50.00	1757.93	-541.76	27.94	-10.29	50.00	1981.11	-472.15			
2+415.00	18.55	-12.87	50.00	1191.55	-607.77	21.72	-11.89	50.00	1391.22	-579.80	24.64	-10.84	50.00	1577.49	-522.17			
2+365.00	18.09	8.51	50.00	1033.28	-529.50	20.25	-6.17	50.00	1259.18	-454.00	24.81	-5.87	50.00	1477.54	-522.17			
2+315.00	2.78	-2.28	50.00	212.28	-298.48	13.08	-4.81	50.00	999.36	-198.48	15.58	-3.91	50.00	1325.77	-112.10			
2+265.00	2.27	-7.77	50.00	249.27	-250.08	4.14	-4.50	50.00	516.36	-115.79	8.38	-2.59	50.00	838.85	-112.10			
2+215.00	1.45	-8.17	50.00	111.52	-388.85	2.80	-4.70	50.00	208.09	-210.87	6.49	-3.51	50.00	445.94	-122.18			
2+165.00	0.54	-8.35	50.00	71.70	-412.98	2.26	-4.61	50.00	151.95	-232.56	1.35	-3.17	50.00	248.83	-122.18			
2+115.00	9.47	9.88	50.00	522.40	-455.57	10.92	-9.51	50.00	395.49	-352.97	11.00	-14.45	50.00	615.58	-272.47			
2+065.00	3.54	-10.48	50.00	392.37	-508.92	8.54	-8.04	50.00	583.80	-438.82	14.65	-5.54	50.00	900.13	-352.25			
2+015.00	0.04	-14.37	50.00	134.26	-821.28	1.47	-10.24	50.00	300.36	-456.95	3.89	-8.11	50.00	559.31	-332.15			
1+965.00	6.01	-9.49	50.00	208.37	-566.44	8.52	-9.17	50.00	299.65	-455.67	11.00	-14.45	50.00	448.71	-352.49			
1+915.00	10.75	-11.20	50.00	520.83	-517.10	14.44	-9.39	50.00	688.61	-434.46	17.88	-11.30	50.00	896.51	-334.45			
1+865.00	0.72	-5.27	50.00	344.28	-511.79	4.27	-6.09	50.00	591.21	-387.05	8.01	-7.02	50.00	800.75	-252.21			
1+815.00	6.19	-13.05	50.00	274.42	-573.12	1.39	-9.77	50.00	169.69	-395.56	4.04	-3.34	50.00	365.52	-242.49			
1+765.00	8.63	5.21	50.00	213.81	-546.41	10.51	-5.03	50.00	359.87	-387.28	24.28	-3.22	50.00	549.75	-232.17			
1+715.00	0.99	-11.93	50.00	234.97	-503.32	2.92	-8.90	50.00	402.85	-395.48	6.02	-4.40	50.00	600.11	-242.54			
1+665.00	1.99	-10.59	50.00	69.15	-637.96	2.83	-10.53	50.00	172.43	-485.92	5.86	-3.32	50.00	358.36	-342.17			
1+615.00	9.01	-12.41	50.00	312.40	-649.92	11.75	-10.81	50.00										

Como se observa en esta tabla, se tiene que mientras para un ancho de plantilla bajo se tiene el menor volumen de excavación, pero esto a su vez implica el mayor volumen de terraplén y viceversa un ancho mayor implica mayor excavación pero un menor volumen de terraplén. De lo anterior, desde el punto de vista del movimiento de tierra, se tiene que la opción más económica es la No.3.

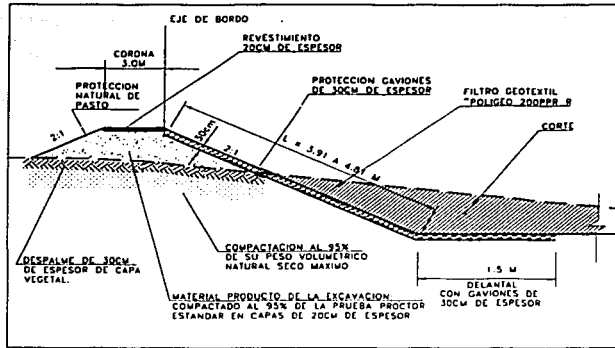
Por otra parte, también, se analiza para cada opción la zona de afectación que se tiene, para ello se recurre a las secciones constructivas que el programa CIVILCAD proporciona, en el cálculo de los movimientos de tierra. En la Fig 6.2 se muestran las tres opciones analizadas ($b=5, 7.5$ y 10 m), en las que se observa que independientemente del ancho de la plantilla la zona de afectación es aproximadamente la misma.

6.3.4 Obras de protección contra la erosión

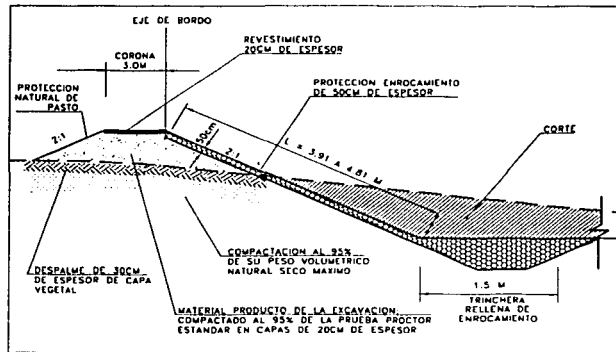
Se analizaron tres tipos de opciones de solución para proteger las márgenes del río, contra la erosión causada por las altas velocidades que se presenta durante las avenidas, obteniéndose para cada una de ellas las correspondientes cantidades de obra y presupuestos preliminares, (ver Fig 6.4), las cuales consisten en lo siguiente:

- 1 Protección mediante gaviones:** Esta alternativa consiste en proteger ambas márgenes mediante gaviones con 30 cm de espesor con un delantal de protección de 1.5 m de longitud.
- 2 Protección con chapa de enrocamiento:** Esta alternativa consiste en proteger ambas márgenes de la rectificación con fragmentos rocosos, con un espesor de 0.50 m. A fin de reducir el arrastre de finos a través del enrocamiento, por el refluo, éste se colocará sobre una capa de rezaga bien graduado de 15 cm. Además se colocará una trinchera rellena de enrocamiento de 1.5 m de profundidad al pie del talud.
- 3 Protección con concreto:** Esta alternativa consiste en proteger ambas márgenes de la rectificación con un revestimiento de concreto de 0.12 m de espesor, y con una trinchera rellena de enrocamiento de 1.5 m de profundidad al pie del talud.

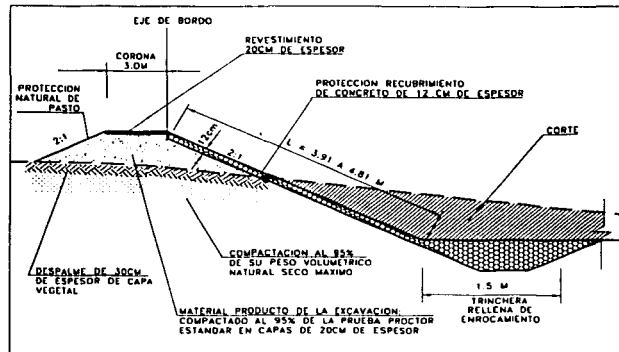
En la Tabla 6.8 se resumen las cantidades de obra, así como los presupuestos preliminares correspondientes.



OPCION No. 1, PROTECCION DE BORDO MEDIANTE GAVIONES



OPCION No. 2, PROTECCION DE BORDO MEDIANTE ENROCAMIENTO



OPCION No. 3, PROTECCION DE BORDO MEDIANTE RECUBRIMIENTO DE CONCRETO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 6.4 Protecciones marginales

**Tabla 6.8 Resumen de cantidades de protecciones marginales
y presupuestos preliminares**

GAVIÓN	OPCIÓN	b (m)	SECCIÓN (m ²)	VOLUMEN DE GAVIÓN (m ³)	P.U (\$)	IMPORTE (\$)
	1	5.00	49,839.60	14,951.88	490.00	7,326,421.20
2	7.50	45,281.10	13,584.33	490.00	6,656,321.70	
3	10.00	40,114.80	12,034.44	490.00	5,896,875.60	

CHAPA DE ENROCAMIENTO	OPCIÓN	b (m)	SECCIÓN (m ²)	VOLUMEN DE ROCA (m ³)	P.U (\$)	IMPORTE (\$)
	1	5.00	49,839.60	24,919.80	215.00	5,357,757.00
2	7.50	45,281.10	22,640.55	215.00	4,867,718.25	
3	10.00	40,114.80	20,057.40	215.00	4,312,341.00	

CONCRETO	OPCIÓN	b (m)	SECCIÓN (m ²)	VOLUMEN CONCRETO (m ³)	P.U (\$)	IMPORTE (\$)
	1	5.00	49,839.60	5,980.75	1,360.00	8,133,822.72
2	7.50	45,281.10	5,433.73	1,360.00	7,389,875.52	
3	10.00	40,114.80	4,813.78	1,360.00	6,546,735.36	

De la tabla anterior se observa que la alternativa más económica, desde el punto de vista de los costos de las protecciones marginales, es la de chapa de enrocamiento y a su vez dentro de estas alternativas la más económica es para la opción No. 3, correspondiente a un ancho de plantilla de 10.0 m.

6.4 Opción seleccionada

Muchos de los beneficios que proporcionan esas obras no pueden evaluarse en términos económicos y, sin embargo, estos pueden ser muy importantes. Por ello, la evaluación no estará completa si no se proporciona información detallada sobre todos los posibles tipos de beneficios.

La evaluación correcta de una alternativa de obras de protección requiere que se consideren todos los beneficios atribuibles al correspondiente proyecto. En particular, las obras para el control de avenidas difícilmente pueden evaluarse en términos meramente económicos, debido a que buena parte de los beneficios no pueden medirse en unidades monetarias (por ejemplo el valor que debe asignarse a la pérdida de vidas humanas) y/o son beneficios inducidos indirectamente que no corresponden al objetivo primario del proyecto (evitar daños por inundaciones).

Partiendo de que los beneficios son los bienes y servicios obtenidos del proyecto (en el caso de las obras de protección los daños evitados con la obra), ellos pueden clasificarse en

- a) **Directos.** Derivados del objetivo primario de la obra.

- b) **Indirectos.** Beneficios no buscados explícitamente (por ejemplo, una presa cuyo objetivo es proteger una población contra las inundaciones, puede contribuir, además, a fines recreativos).
- c) **Generación de empleos.** Los empleos generados para la construcción, operación y mantenimiento de las obras producen un beneficio que conviene destacar, por su importancia en la evaluación de las obras de protección contra inundaciones.
- d) **Beneficios públicos.** Se incluyen aquí beneficios que no pueden atribuirse a un usuario determinado. Por ejemplo, evitar el desarrollo de epidemias en la zona, reducir pérdida de vidas, mejoras en la ecología y la apariencia estética, redistribución del ingreso, etc.

Como se ha comentado, muchos de estos beneficios difícilmente pueden ser medidos en unidades monetarias, por lo que, para ordenar el proceso de evaluación, conviene clasificarlos también en *tangibles* (los que si pueden traducirse a unidades monetarias) e *intangibles* (los que no).

El **análisis de costos** de un proyecto para protección contra inundaciones debe incluir, al menos, los siguientes conceptos:

- a) **Los costos requeridos para que la obra esté terminada.** En ellos debe incluirse el costo de la construcción, los relativos a la ingeniería de diseño (topografía, geología, estudios hidrológicos, elaboración del proyecto, etc.) y los necesarios para la administración de la obra.
- b) **Los costos de operación, mantenimiento y reemplazo.** Estos costos frecuentemente son tan importantes o más que los relativos a la construcción.
- c) **Los costos intangibles.** En particular, deben analizar posibles afectaciones al medio ambiente.

En relación con el financiamiento del proyecto, deben destacarse, en ocasiones, los requerimientos de préstamos del exterior.

Debido al carácter aleatorio de las avenidas, en la mayoría de los casos no es posible realizar obras de una magnitud tal que eliminen totalmente el riesgo de inundación. Más bien, es necesario diseñar la capacidad de la obra para que, sin costos excesivos, se proporcione una protección adecuada.

En forma cualitativa puede decirse que conforme se incrementa la magnitud de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Debe existir, por tanto, un tamaño óptimo para el cual la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea mínima.

En fin, son diversos factores que se deben tomar en cuenta para poder elegir correctamente cual debe ser el tamaño y características de la obra a construir. Para el caso en estudio, se han obtenido los costos más significativos de las obras de protección para el control de inundaciones mediante bordos, siendo estos los movimientos de tierra y las protecciones marginales. Estos conceptos representan un porcentaje considerable, entre el 80 -90%, del costo total de este tipo de obras, por lo que en este trabajo solo se han evaluado estos dos y serán el principal criterio que se considero para poder elegir cual es la mejor opción.

De los puntos 6.3.3 y 6.3.4, movimientos de tierra y obras de protección contra la erosión, respectivamente, se obtuvieron las cantidades de obra y los presupuestos preliminares de cada una de las opciones analizadas. En la Tabla 6.9 se muestra la suma de estos importes, y como resultado se obtienen los costos totales.

De la tabla anterior se observa que la mejor opción, desde el punto de vista económico, es la No. 3, correspondientes a un ancho de plantilla de 10.0 m con protecciones marginales de chapa de enrocamiento. Por otra parte, de las secciones constructivas obtenidas en el subinciso 6.3.2, se observa que en esta opción, ellas siempre se ubican sobre la zona federal y no se tienen afectaciones en propiedad privada. Además, esta es la que da menor altura de bordos, lo que implica tener un diseño básico de estos, con una factor de seguridad alto y sin grandes riesgos hacia la población aledaña en caso de desbordamiento de una avenida mayor a la de diseño.

Tabla 6.9 Resumen de costos de alternativas

GAVIÓN	OPCIÓN	b (m)	MOVIMIENTOS DE TIERRA (\$)	PROTECCIONES MARGINALES (\$)	IMPORTE TOTAL (\$)
	1	5.00	3,167,539.30	7,326,421.20	10,493,960.50
2	7.50	3,046,662.59	6,656,321.70	9,702,984.29	
3	10.00	3,035,304.11	5,896,875.60	8,932,179.71	

CHAPA DE ENROCAMIENTO	OPCIÓN	b (m)	IMPORTE (\$)	IMPORTE (\$)
	1	5.00	3,167,539.30	5,357,757.00
2	7.50	3,046,662.59	4,867,718.25	7,914,380.84
3	10.00	3,035,304.11	4,312,341.00	7,347,645.11

CONCRETO	OPCIÓN	b (m)	IMPORTE (\$)	IMPORTE (\$)
	1	5.00	3,167,539.30	8,133,822.72
2	7.50	3,046,662.59	7,389,875.52	10,436,538.11
3	10.00	3,035,304.11	6,546,735.36	9,582,039.47

Esta opción se ha diseñado para la avenida de 50 años, pero ella es capaz de conducir con el BL = 0.65 m, la avenida de 1,000 años y seguramente hasta un poco más.

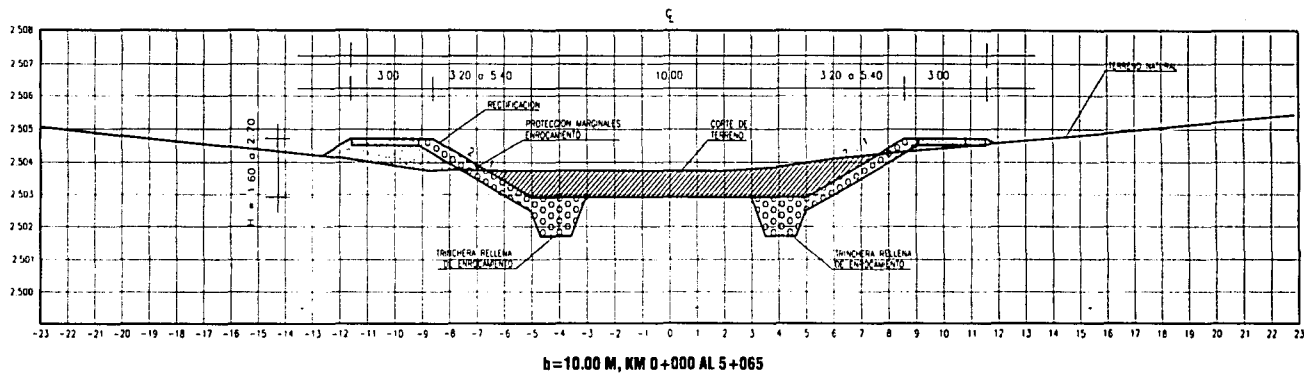
En la Tabla 6.11 y Fig. 6.5 se muestran el análisis hidráulico y características geométricas de la opción seleccionada respectivamente. En dicha Tabla se han agregado tres columnas adicionales, la primera corresponde al valor del BL, la segunda a la suma de este más el tirante máximo y la tercera se ha cerrado a un valor práctico la altura final del bordo. De este último resultado se obtiene la Tabla 6.10 donde se acota la altura definitiva del bordo por zona de río.

Tabla 6.10 Altura de bordo para la opción seleccionada

CADENAMIENTO		ALTURA DE BORDO M
INICIO	FINAL	
0+000	1+100	1.70 a 2.70
1+100	2+700	1.70
2+700	5+000	1.60

Tabla 6.11 Análisis hidráulico para la opción seleccionada
 $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$, $b=10.0 \text{ m}$, $K=2$, $n=0.035$

TRAMO	(km)	Q [m ³ /s]	Tp (h)	PERFIL DEL AGUA (msnm)	PLANTILLA (msnm)	A (m ² /s)	Pm (m)	V (m/s)	F	Y (m)	BL (m)	Y+BL (m)	H BORDO (m)
28	4+965.00	21.30	3.21	2503.25	2502.37	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
27	4+765.00	21.30	3.23	2501.73	2500.85	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
26	4+565.00	21.30	3.26	2500.20	2499.32	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
25	4+365.00	21.30	3.27	2498.68	2497.80	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
24	4+165.00	21.30	3.30	2497.15	2496.27	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
23	3+965.00	21.30	3.32	2495.63	2494.75	10.35	13.94	2.06	0.75	0.88	0.65	1.53	1.5
22	3+765.00	21.30	3.33	2494.11	2493.22	10.48	13.98	2.03	0.74	0.89	0.65	1.54	1.5
21	3+565.00	21.30	3.36	2492.57	2491.70	10.21	13.89	2.09	0.76	0.87	0.65	1.52	1.6
20	3+365.00	21.30	3.38	2491.06	2490.17	10.48	13.98	2.03	0.74	0.89	0.65	1.54	1.5
19	3+165.00	21.30	3.40	2489.51	2488.64	10.21	13.89	2.09	0.76	0.87	0.65	1.52	1.5
18	2+965.00	21.30	3.42	2488.05	2487.12	11.03	14.16	1.93	0.69	0.93	0.65	1.58	1.5
17	2+801.00	21.30	3.44	2486.67	2485.87	9.28	13.58	2.30	0.87	0.8	0.65	1.45	1.6
16	2+701.00	21.30	3.46	2486.26	2485.22	12.56	14.65	1.70	0.57	1.04	0.65	1.69	1.7
15	2+565.00	21.30	3.46	2485.66	2484.63	12.42	14.61	1.71	0.58	1.03	0.65	1.68	1.7
14	2+365.00	21.30	3.48	2484.79	2483.75	12.56	14.65	1.70	0.57	1.04	0.65	1.69	1.7
13	2+165.00	21.30	3.51	2483.91	2482.88	12.42	14.61	1.71	0.58	1.03	0.65	1.68	1.7
12	1+965.00	21.30	3.52	2483.04	2482.00	12.56	14.65	1.70	0.57	1.04	0.65	1.69	1.7
11	1+765.00	21.30	3.54	2482.16	2481.12	12.56	14.65	1.70	0.57	1.04	0.65	1.69	1.7
10	1+565.00	21.30	3.56	2481.29	2480.25	12.56	14.65	1.70	0.57	1.04	0.65	1.69	1.7
9	1+365.00	21.20	3.58	2480.40	2479.37	12.42	14.61	1.71	0.58	1.03	0.65	1.68	1.7
8	1+168.50	21.30	3.61	2479.53	2478.51	12.28	14.56	1.73	0.59	1.02	0.65	1.67	1.7
7	1+068.50	21.20	3.62	2479.31	2478.08	15.33	15.50	1.38	0.44	1.23	0.65	1.88	1.9
6	0+965.00	21.20	3.62	2479.06	2477.83	15.33	15.50	1.38	0.44	1.23	0.65	1.88	1.9
5	0+765.00	21.20	3.66	2478.58	2477.35	15.33	15.50	1.38	0.44	1.23	0.65	1.88	1.9
4	0+565.00	21.20	3.68	2478.14	2476.87	15.93	15.68	1.33	0.41	1.27	0.65	1.92	2.1
3	0+365.00	21.20	3.70	2477.84	2476.38	18.86	16.53	1.12	0.33	1.46	0.65	2.11	2.3
2	0+165.00	21.20	3.70	2477.68	2475.90	24.14	17.96	0.88	0.24	1.78	0.65	2.43	2.5
1	0+032.50	21.20	3.71	2477.63	2475.58	28.91	19.17	0.73	0.19	2.05	0.65	2.7	2.7



KM 0+000 AL 1+100 H=1.70 A 2.70 m

KM 1+100 AL 2+700 H=1.70 m

KM 2+700 AL 5+065 H=1.60 m

Fig. 6.5 Opción No. 3 seleccionada

7 OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

- El principal problema de los desbordamientos del río San Lorenzo es ocasionado por la pérdida de capacidad hidráulica la que es provocada por el excesivo transporte de sedimentos provenientes de la parte alta del río, y que es depositado en la parte baja del mismo.
- Se ha modificado la producción de sólidos en suspensión, lo que induce a que grandes cantidades de azolve tienden a ser depositados en los tramos con pendiente pequeña y con ella se disminuya la capacidad hidráulica del cauce.
- La cuenca presenta un alto grado de deforestación debida a la tala clandestina de los bosques y a los cambios de uso de suelo para la habilitación de nuevas zonas de cultivo, esto ha modificado la respuesta hidrológica de la cuenca, por lo que las avenidas que antes no daban ningún problema ahora si lo hagan.
- Los cambios de uso del suelo, así como la acelerada deforestación de los bosques ha propiciado cambios en los coeficientes de escurrimiento, esto significa que para una misma lluvia que en el pasado no representaba ningún problema, ahora debido a esos cambios los escurrimientos son mayores provocando inundaciones que llevan una gran cantidad de sedimento.
- Existen importantes generadores de azolve en las partes altas de la cuenca, bancos de materiales clausurados con frentes abiertos a la intemperie y a la erosión, así como un relleno sanitario, que no fue debidamente protegido y actualmente está en proceso de erosión importante.
- Aunque muchas son las causas que contribuyen a la pérdida de suelo en cuencas, dos son las más extendidas y que al mismo tiempo producen un efecto mayor: **la deforestación y las técnicas deficientes de cultivo**. La primera causa produce dos efectos: uno es que se reducen los tiempos de concentración del agua de lluvia y puede aumentar el volumen del escurrimiento, lo que finalmente conduce a cambios en el hidrograma para iguales condiciones de lluvia y el otro aumenta considerablemente la cantidad de material sólido que llega a los ríos, ya que al desaparecer la cobertura vegetal, las partículas quedan expuestas al impacto directo de la lluvia; de los dos efectos señalados, el aumento del material sólido a los ríos es el más importante, ya que por una parte se modifica completamente su pendiente al incrementarla, y por el otro el azolver los cauces, se aumenta el riesgo de inundaciones por la disminución que sufre el río en su capacidad hidráulica. La segunda causa genera también mayores cantidades de sedimento hacia los ríos, con los problemas ya señalados.
- Las acciones de fondo que permitirán dar solución a los problemas mencionados estarán encaminadas a programas de **CONSERVACIÓN DE AGUA Y SUELO**, esto significá que hay que realizar estudios integrales de la

cuenca que permitan identificar los actuales usos del suelo, las prácticas de cultivo, las zonas con alto grado de erosión, etc., con ellos se propondrá la implementación de programas a corto, mediano y largo plazo que tengan como objetivo principal la recuperación de agua-suelo, permitiendo de la misma manera el desarrollo sustentable de las comunidades.

- Un nuevo enfoque que mantenga, forme o se acerque a las condiciones originales de un cauce debe considerar elementos naturales que de manera estructural y operativa contribuyan a mantener las condiciones funcionales del cauce y su hábitat. Esto es, al analizar un cauce, éste debe considerarse desde un punto de vista sistémico, lo que significa que todos los aspectos biológicos, geomorfológicos, sociales, etc., estén interactuando entre sí. De tal manera que se debe ver de una manera global las operaciones funcionales de una corriente.
- La construcción de diques y muros, la eliminación de zonas inundables, etc., a la larga cambian el comportamiento funcional de todo el sistema original propiciando que se tengan mayores volúmenes aguas abajo y crezca la capacidad erosiva y de arrastre del flujo, sin considerar que se destruya la funcionalidad del sistema y el hábitat correspondiente.
- La investigación geotécnica deberá orientarse a la identificación de las **propiedades físicas y mecánicas del suelo sobre el que se cimentara la obra y a la búsqueda y selección de los materiales con que se construirá tal estructura.** La cual comprenderá cuatro etapas: **1.- Descripción geológica y de las características físicas de los materiales del subsuelo del sitio y de los bancos de materiales; 2.- Identificación y clasificación de los materiales (suelos y rocas) tanto en el sitio como en los posibles bancos de préstamo; 3.- Determinación de propiedades índice; 4.- Determinación o estimación de propiedades mecánicas; ambas para los materiales de la cimentación en condiciones inalteradas, y para los materiales del banco en condición compactada representativa.**
- En el diseño del bordo se deberán asegurar tres condiciones: **1.- Verificar las condiciones de estabilidad, 2.- Conservar las deformaciones dentro de límites aceptables tales, estos es, la cuantificación de los asentamientos posibles que sufrirá el bordo con el tiempo, y 3.- Control del flujo del agua a través del cuerpo del bordo o la cimentación.**
- Las situaciones para las que se deberán verificar las condiciones de estabilidad de los taludes de bordos son las siguientes: **1.- Condición a corto plazo o de fin de construcción, 2.- Condición de operación con el nivel de aguas máximas extraordinarias, y 3.- Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida.**

- Para obtener las curvas i-d-Tr, se realizaron diversos análisis de frecuencia, (empleando distribuciones de probabilidad univariadas), tanto para las precipitaciones máximas en 24 hrs, como para los gastos máximos anuales. Para ello se utilizó el programa AX.EXE, elaborado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), el cual ajusta distintas funciones de probabilidad a la muestra, seleccionándose aquella de mejor ajuste mediante el criterio del "mínimo error estándar".
- El modelo de tormenta utilizado es el de Chen-Lung-Chen, el cual es una fórmula general de intensidad de lluvia–duración–periodo, útil para calcular una precipitación cuya duración esta comprendida entre 5 min y 24 h y cualquier periodo de retorno menor de 100 años.
- El valor del cociente R ($P_{1^{Tr}}/P_{24^{Tr}}$) utilizado que es una relación entre la precipitación de una hora y la de 24 h, ambas con igual periodo de retorno, es de 0.45.
- Para obtener los gastos de diseño se utilizaron los criterios siguientes: 1.- Método de envolventes; 2.- Fórmula Racional; 3.- Hidrograma Unitario Triangular (HUT); 4.- Hidrograma Unitario Adimensional; 5.- Método I-Pai-Wu; 6.- Método de Chow. Los métodos de las envolventes mundiales dan resultados incongruentes, Creager-regional da gastos muy por arriba de los registrados en cuencas vecinas a la zona en estudio, HUT y HUI (SCS) dan gastos muy conservadores y por último I-Pai-Wu no aplica para esta cuenca dado que también da gastos muy por arriba de los promedios. Finalmente los gastos de diseño seleccionados son los utilizados por el método racional, esto debido a que es un criterio bastante probado y que arroja buenos resultados en cuencas pequeñas, que es el caso que nos ocupa.
- Para la obtención de la forma de los hidrogramas se utilizó el criterio del hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service.
- En condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo vienen haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente, el tramo del río cambiará a una nueva condición de equilibrio
- Para la determinación de las condiciones estables del río se utilizó la metodología propuesta por Maza-Cruickshank, el cual se aplica a cauces arenosos, es un método semiempírico y permite predecir las modificaciones que sufre un cauce cuando el transporte de sólido es alterado. Es un criterio con tres grados de libertad, esto es, se necesitan tres ecuaciones para obtener el **ancho de superficie libre, tirante de la sección y la pendiente hidráulica**

del cauce.

Dentro de este método se aplicaron los grupos de ecuaciones que consideran condiciones con transporte de sedimentos pequeño (o nulo) e intenso, obteniéndose los resultados siguientes:

- Para la condición de transporte de sedimento nulo, la pendiente (S) tiende a moverse entre 0.00002 y 0.00022, mientras que el ancho de superficie libre de la corriente (B) oscilara entre 35.92 a 51.43 m y el tirante medio (d_m) entre 1.23 a 1.58 m
- Para la condición de transporte de sedimento intenso, la pendiente (S) tiende a moverse entre 0.00053 y 0.1043, mientras que el ancho de superficie libre de la corriente (B) oscilara entre 14.70 a 25.53 m y el tirante medio (d_m) entre 0.66 a 0.96 m

Cabe mencionar que los resultados obtenidos para la condición de sedimento intenso son muy aproximados a las condiciones actuales del río.

- Para la determinación del transporte de sedimento se emplearon cinco criterios, todos ellos aplicables a materiales arenosos, de los resultados se observa, que efectivamente como sucede en la realidad, el transporte de sedimentos es alto, los resultados van desde 0.0169 m³/s, para los tramos donde se tienen pendientes suaves, hasta 0.2367 m³/s en las zonas donde las pendientes son fuertes.
- En cuanto a las velocidades permisibles del cauce, se emplearon los criterios de Maza-García y Lischvan-Levediev, obteniéndose que ella oscila alrededor de 0.51 y 0.74 m/s, mientras que el valor de la socavación general esta entre 1.07 y 1.22 m para los gastos asociados a 50 y 1000 años, respectivamente.
- Se llevaron acabo diversos análisis hidráulico del río para diferentes gastos asociados a periodos de retorno, considerando diferentes opciones de rasante de rectificación y ancho de plantilla, buscando siempre tener un equilibrio entre volumen excavado y el requerido para los bordos, así como de cumplir con la condiciones funcionales naturales del río.
- La sección analizada fue la trapecial, con ancho de plantilla (b) de 5.0, 7.5 y 10.0 m, con un talud 2:1. Así mismo para cada una de ellas se analizaron tres opciones de recubrimientos marginales: chapa de enrocamiento, gaviones y concreto. De estos análisis se obtuvo que la mejor opción técnica-económica es la sección trapecial, para un ancho de plantilla de 10.0 m y un talud 2:1, protegiendo las márgenes con un recubrimiento de enrocamiento, para el control y protección de los bordos contra la erosión.

- La avenida de diseño propuesta, para llevar acabo el proyecto ejecutivo de los bordos, es de $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$, asociada a un $Tr = 50$ años, para la cual se obtiene una altura de bordo promedio de 1.75 m.
- El bordo libre considerado es de 0.65 m, el cual sumado al tirante promedio de 1.07 m, asociado a $Tr = 50$ años, se obtiene una altura total de 1.75 m, altura para la cual puede escurrir sin ningún problema la avenida asociada a un $Tr = 1000$ años.
- En este trabajo se utilizó el programa para transitar avenidas con el método de Cruickshank-Berezowsky (1995).
- De los transito de avenidas hechas sobre le río San Lorenzo, tanto en condiciones naturales como para las de proyecto, se encontró que prácticamente no existe abatimiento del nivel del agua a lo largo del río, respecto a un análisis tradicional en flujo permanente.
- Cuando se tiene cauces poco caudalosos y de pendiente media la reducción del pico de la avenida es insignificante, esto es, es indiferente realizar análisis hidráulico en flujo permanente o un no permanente.
- Se recomienda colocar trampas de azolve con el objeto de reducir el transporte de sedimento hacia las partes bajas.

8 BIBLIOGRAFIA

Aparicio, M. F. J., (1999) Fundamentos de hidrología de superficie, séptima reimpresión, Edit. LIMUSA, México.

Berezowsky V. M., Jiménez C. A., (1995). Flujo No Permanente en Ríos. Capítulo 6 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 574.

Chen, C-L., (1983). Rainfall intensity-duration-frequency formulas, Proc. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, vol., 109, núm. 12, paper núm. 18441, pp. 1603-1621.

Campos Aranda, Daniel Francisco, (1987). Construcción de tormentas hipotéticas. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. II, Núm. 2, mayo-agosto, págs. 9-22.

Campos Aranda, Daniel Francisco, (1990). Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros pluviométricos, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. V, Núm. 2, mayo-agosto, págs. 39-52.

Campos Aranda, Daniel Francisco, (1998). Proceso del ciclo hidrológico. Tercera reimpresión. U.A.S.L.P., Edit. Universitaria Potosina.

Domínguez, M., R. (1997). Evaluación de Proyectos. Capítulo 24 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 577.

Domínguez, M. R. Fuentes, M. O. y Franco, V., (1981). Relación entre Precipitación y Escurrimiento, Vol. A.1:5, Manual de diseño de obras civiles, Comisión Federal de Electricidad, México D.F.

Fuentes, O. M. y Franco, V., (1999). Estudio Hidrológico para Obras de Protección. Capítulo 3 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 613.

Jiménez M. (1997) J, Manual de operación del programa AX.EXE, Coordinación de Investigación, CENAPRED, México.

Maza, J. A. (2001). Erosión en Ríos y Obras de Protección (versión preliminar). División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, México.

Maza, J. A. y García, M., (1996). Estabilidad de Cauces. Capítulo 12 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 582.

Maza, J. A. y García, M., (1996). Estabilización y Rectificación de Ríos. Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 583.

Maza, J. A., Camargo, J. y Franco, V., (1981). Hidráulica Fluvial, Vol. A.2.11, Manual de diseño de obras civiles, Comisión Federal de Electricidad, México D.F.

Maza, J. A. y Gracia, J., (1997). Morfología de Ríos. Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 590.

Maza, J. A. y García, M., (1997). Inicio de Movimiento y Acorazamiento. Capítulo 8 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 592.

Maza, J. A. y García, M., (1998). Origen y Propiedades de los Sedimentos. Capítulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 601.

Maza, J. A. y Franco, V., (1997). Obras de Protección para el Control de Inundaciones. Capítulo 15 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 591.

Maza, J. A. y García, M., (1996). Transporte de Sedimentos. Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 584.

Mejía, Z. R., (2000). Diseño, Restauración y Rehabilitación de Cauces con Materiales Naturales, VI Jornadas del CONAPHI-CHILE.

Mendoza, J. L., (1998). Geotecnia. Capítulo 23 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 603.

Vega, R. O., Arreguín, C. F., (1987). Presas de Almacenamiento y Derivación, quinta reimpresión. D.E.P.F.I. Facultad de Ingeniería.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (ed)., Boletín Hidrológico Num.12, Región hidrológica Núm. 12 (parcial) Lerma.

Weiss, L.L. "Ratio of True Fixed-Interval Maximun Rainfall". Proceddings of the ASCE, Journal of Hydraulics División, Vol. 90, No. Hy1, page 77 to 82. January, 1964.

ANEXO I

FLUJO NO PERMANENTE EN RIOS
HIPÓTESIS BÁSICAS
ECUACIONES FUNDAMENTALES

PAGINACIÓN DISCONTINUA

FLUJO NO PERMANENTE EN RIOS (BEREZOWSKY Y JIMÉNEZ, 1995)

Hipótesis básicas

El flujo en ríos es un fenómeno complejo que es necesario describir de alguna forma para poder resolver problemas de Ingeniería. Esta descripción se hace con las llamadas ecuaciones fundamentales. De estas ecuaciones existen distintas versiones, cada una de las cuáles considera con mayor o menor precisión al fenómeno físico que se quiere representar. Por tanto, al usar un grupo de ecuaciones se debe conocer cuáles son sus limitaciones y qué tan bien modelan el fenómeno.

Las ecuaciones más generales de la mecánica de fluidos son las llamadas ecuaciones de Navier-Stokes; pero debido a su complejidad sólo tienen solución para unos cuantos casos. Sin embargo, pueden establecerse ecuaciones que describan al flujo no permanente en cauces con una aproximación suficiente. Estas ecuaciones son un modelo simplificado de la realidad pero incluyen los efectos más importantes del flujo desde el punto de vista de la Ingeniería.

Las hipótesis que permiten describir el escurrimiento en cauces y canales, con una aproximación aceptable desde el punto de vista ingenieril, son las llamadas hipótesis de Saint-Venant:

- a) El flujo es unidimensional por lo que la velocidad es uniforme en la sección transversal; además, el nivel del agua en dirección normal al flujo es horizontal.
- b) La curvatura de las líneas de corriente y las aceleraciones verticales son pequeñas; la distribución de presiones es hidrostática.
- c) Las leyes de fricción y turbulencia usadas para flujo uniforme permanente son válidas para el flujo no permanente.
- d) La pendiente del fondo del cauce o canal es pequeña
- e) La densidad del agua es constante

La sección del cauce es de forma arbitraria y puede variar a lo largo del mismo, siempre y cuando dicha variación no cause curvatura fuerte en las líneas de corriente.

El flujo no permanente en cauces y canales se describe con dos variables dependientes, como el tirante y el gasto, a lo largo del río; estas dos variables dependientes son, por tanto, función de las variables independientes espacio, x , y tiempo, t .

Aunque en hidráulica se dispone de tres ecuaciones fundamentales (continuidad, energía y cantidad de movimiento), dado que son suficientes dos variables para

describir el flujo no permanente, sólo se requieren dos ecuaciones fundamentales. Puede demostrarse (ver por ejemplo, Abbott (1979)) que cuando las variables que describen el flujo son discontinuas (como en el salto hidráulico, en ondas generadas por compuertas o en frentes de ondas), los resultados que se obtienen si se usa una formulación basada en el par de ecuaciones continuidad-cantidad de movimiento, o en el par continuidad-energía son diferentes, y que solamente es correcto el obtenido si se emplea la ecuación de cantidad de movimiento. Sin embargo, cuando las variables son continuas cualquiera de las dos representaciones puede usarse puesto que son equivalentes. La selección de la formulación adecuada es muy importante pues en ella se basa el desarrollo de los modelos matemáticos. En función de la formulación escogida es el tipo de problemas que pueden o no resolverse. Un tratamiento completo de este tema sale del objetivo del Manual pero puede verse en Abbott(1979) y Aparicio(1985). Por ser más general se utilizan aquí las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.

Ecuaciones fundamentales

a) Versión integral conservativa

$$\int_1^2 [(A)_{t2} - (A)_{t1}] dx + \int_1^2 [(Q)_{x2} - (Q)_{x1}] dt = 0 \quad (6.2.1)$$

$$\int_1^2 (Q_{t2} - Q_{t1}) dx = \int_1^2 [(U^2 A)_{x1} - (U^2 A)_{x2}] dt + g \int_1^2 [(I_1)_{x1} - (I_1)_{x2}] dt + g \int_1^2 \int_1^2 I_2 dx dt + g \int_1^2 \int_1^2 A(S_0 - S_f) dx dt \quad (6.2.2)$$

b) Versión diferencial (divergente)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (6.2.5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \quad (6.2.6)$$

c) Versión diferencial de la ecuación dinámica

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_0 - S_f) = 0 \quad (6.2.7)$$

donde

A área hidráulica
 U velocidad media en la sección transversal
 Q=AU gasto o caudal
 $S_0 = -\partial Z/\partial x = \text{sen} \approx \text{tan } \alpha$, pendiente del fondo
 S_f pendiente de fricción
 g aceleración de la gravedad
 x_1 indica la sección a una distancia x_1
 t_1 indica el t_1

d) Esquema Cruickshank- Berezowsky

Cruickshank planteó su método a partir de una formulación integral de las ecuaciones fundamentales y el ajuste hecho por Berezowsky se utilizan las ecuaciones fundamentales en forma diferencial. Dado que en la ecuación de continuidad, ec 6.2.5 el área A es sólo función del tirante h

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial A}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = B \frac{\partial h}{\partial t}$$

donde B es, por definición, el ancho de superficie libre. Si además se define $H=Z+h$ como la cota de la superficie libre, y dado que Z no cambia con el tiempo (esto es, el fondo está fijo) la ec 6.2.5 se escribe

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (6.4.2)$$

donde se ha incluido el gasto lateral, q, por unidad de longitud de cauce. En la ecuación dinámica, ec 6.2.7, se calculan las derivadas del segundo término

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (6.4.3)$$

Si en el primer término se hace $Q=UA$, se deriva y se sustituye $\partial A/\partial t$ de la ecuación de continuidad (ec 6.2.5) resulta

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial(UA)}{\partial t} = U \frac{\partial A}{\partial t} = -U \frac{\partial Q}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial t}$$

De manera semejante, el segundo y tercer términos de la ec 6.4.3 son, respectivamente

$$2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = 2U \frac{\partial(UA)}{\partial x} = 2U \left[A \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial A}{\partial x} \right]$$

$$\frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} = U^2 \frac{\partial A}{\partial x}$$

Sustituyendo estas expresiones, simplificando y dividiendo entre el área A se obtiene

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g(S_r - S_0) = 0$$

Si la pendiente del fondo es pequeña $-S_0 = \partial Z / \partial x$, por lo que la ec 6.4.3 queda finalmente

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + gS_r = 0 \quad (6.4.4)$$

En la ec 6.4.4, la velocidad y el nivel de la superficie libre quedan como variables dependientes. Como se ha mencionado, las ecs 6.4.2 y 6.4.4 están en forma no divergente; además, son válidas si las variables son continuas y derivables al menos una vez.

Cruickshank propone que la variable dependiente que aparece en la derivada temporal de las ecs 6.4.2 y 6.4.4, quede al centro del volumen de control respectivo por lo que hay un volumen de control para la ecuación de continuidad y otro para la dinámica. Así, en la ec 6.4.2 se utiliza el volumen de control de la fig 6.4.1, en el que la H aparece al centro del volumen y los gastos en los extremos; el cambio en el tiempo del nivel H es resultado del flujo neto de líquido en el volumen de control. En diferencias finitas, la ec 6.4.2 se escribe como

$$B_j \frac{H_j^{n+1} - H_j^{n+1/2}}{\Delta t} + \frac{Q_{j+1}^{n+1/2} - Q_j^{n+1/2}}{\Delta x_j} = q_j^{n+1}$$

Donde

$$B_j = (B_j + B_{j+1})/2$$

$$\Delta x_j \text{ longitud del tramo } j$$

Se busca que la aproximación en diferencias sea de segundo orden en el tiempo, por lo que el gasto se calcula a la mitad del intervalo. Dado que el gasto es el producto de dos variables, para que dicho término se conserve de segundo orden se hace $Q_j^{n+1/2} = A_j U_j^{n+1/2}$ es decir, se hace un promedio en el producto. Sustituyendo en la ecuación anterior, multiplicando por A_j y ordenando

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

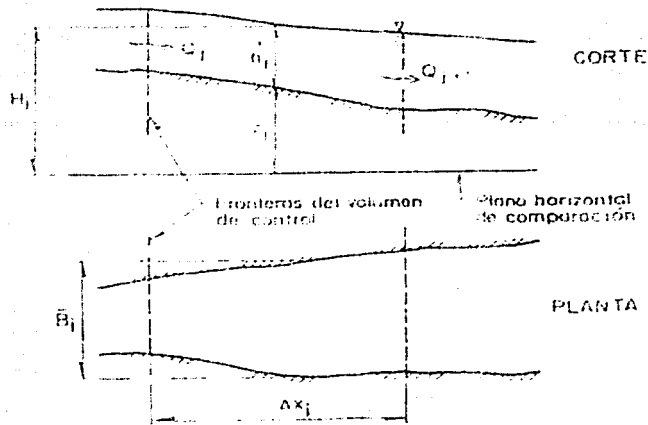


Fig 6.4.1 Volumen de control para la ecuación de continuidad

$$-A_j^n U_j^{n+1} + E_j H_j^{n+1} + A_{j+1}^n U_{j+1}^{n+1} = D \quad (6.4.5)$$

$$E_j = B_j \Delta x / \Delta t \quad (6.4.6a)$$

$$D_j = q_j^{n+1} \Delta x_j + E_j H_j^n \quad (6.4.6b)$$

Si los valores del instante $n\Delta t$ son conocidos, quedan en la ec 6.4.5 como incógnitas, el nivel al centro del tramo y las velocidades en los extremos.

En el volumen de control de la ecuación dinámica, fig 6.4.2, aparece la velocidad al centro y los niveles en los extremos (representan las fuerzas de presión y peso). La ec 6.4.4 se escribe en diferencias finitas como

$$\begin{aligned} & \frac{U_j^{n+1} - U_j^n}{\Delta t} + U_j^{n+1} \frac{U_{j-1}^n - U_{j-1}^n}{2\Delta x_j} + g\phi \frac{H_j^{n+1} - H_{j-1}^{n+1}}{\Delta x_j} \\ & + g(1-\phi) \frac{H_j^n - H_{j-1}^n}{\Delta x_j} + g \frac{n_j^2 U_j^{n+1} U_j^n}{[R_j^n]^3} = 0 \end{aligned}$$

Donde

$$\Delta x_j = (\Delta x_j + \Delta x_{j+1})/2$$

y ψ es un factor de peso en el tiempo, $0 \leq \psi \leq 1$; para que el esquema sea estable, $\psi \geq 0.5$ y se recomienda $\psi = 0.6$. En el segundo y último término se ha procedido de manera semejante a como se hizo con el gasto en la ecuación de continuidad. En el término gS_r , el valor absoluto se incluye para que la resistencia al flujo siempre tenga el signo correcto, independientemente del signo de la velocidad U . Factorizando U_j^{n+1} y agrupando términos se obtiene

$$U_j^{n+1} = GF_j \phi [H_{j-1}^{n+1} - H_j^{n+1}] + W_j \quad (6.4.7)$$

donde

$$GF_j = \frac{GTET_j}{1 + r_j + c_j} \quad (6.4.8a)$$

$$GTET_j = gTET_j \quad (6.4.8b)$$

$$TET_j = \frac{\Delta t}{\Delta x_j} \quad (6.4.8c)$$

$$r_j = \Delta t n_j^2 g U_j^n / [R_j^n]^3 \quad (6.4.8d)$$

$$c_j = TET_j [U_{j+1}^n - U_{j-1}^n] / 2 \quad (6.4.8e)$$

$$W_j = \frac{U_j^n}{1 + r_j + c_j} + (1 + \psi) GF_j [H_{j-1}^n - H_j^n] \quad (6.4.8f)$$

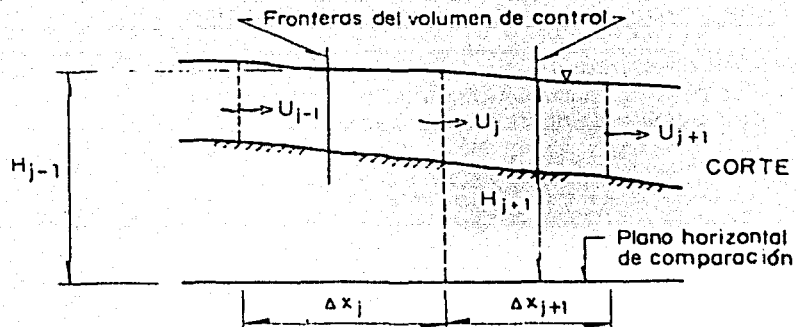
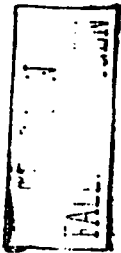


Fig 6.4.2 Volumen de control para la ecuación de cantidad de movimiento

La ec 6.4.7 tiene tres incógnitas, esta es, la velocidad al centro del tramo J, y los niveles en los extremos.

A las variables auxiliares definidas con las ecs 6.4.6 y 6.4.8 no se les ha escrito índice en el tiempo ya que, o son constantes, o dependen de variables del instante $n\Delta t$, y son conocidas. Al aplicar el esquema de ecs 6.4.5 y 6.4.7, a los $jj-1$ tramos, resulta un sistema lineal de $2jj$ ecuaciones con $2jj + 2$ incógnitas; las 2 ecuaciones faltantes se obtienen de las condiciones de frontera. Sin embargo, el sistema se simplifica si se sigue el siguiente procedimiento. Se obtiene una ecuación como la 6.4.7 para el tramo siguiente, es decir, cuando $j = j + 1$

$$U_{j+1}^{n+1} = GF_{j+1} \phi [H_j^{n+1} - H_{j+1}^{n+1}] + W_{j+1} \quad 6.4.9$$

Sustituyendo las ecs 6.4.7 y 6.4.9 en la 6.4.5 resulta

$$-P1_j H_{j+1}^{n+1} + [P1_j + E_j + P1_{j+1}] H_j^{n+1} - P1_{j+1} H_{j+1}^{n+1} = D_j + P2_j - P2_{j+1} \quad (6.4.10)$$

donde

$$P1_j = A_j^n GF_j \phi. \quad (6.4.11a)$$

$$P2_j = A_j^n W_j \quad (6.4.11b)$$

Al repetir este procedimiento para todos los tramos se obtienen ahora jj ecuaciones del tipo 6.4.10 con $jj+2$ incógnitas que son los niveles H^{n+1} (las incógnitas adicionales se obtienen de las condiciones de frontera). Una vez calculados los niveles, las velocidades en el instante $(n+1) \Delta t$ se obtienen con ecuaciones del tipo 6.4.7. Para poder resolver el sistema es necesario dar la información adecuada en las fronteras.

Condiciones de frontera. Aquí se considera el caso del flujo subcrítico que es el más común en el estudio de ríos. En este caso, una curva característica entra al dominio por la frontera de aguas arriba y otra por la de aguas abajo, por lo que se requiere dar información de una variable en cada frontera. Se ven aquí las más comunes.

En la frontera aguas arriba se da como dato el gasto, que se obtiene de un hidrograma. El gasto que entra al primer tramo es entonces conocido, $Q^{n+1/2}$; la ec 6.4.2 se escribe para el primer tramo como

$$B \frac{H_1^{n+1} - H_1^n}{\Delta t} + \frac{Q_2^{n+1/2} - Q_1^{n+1/2}}{\Delta x_1} = 0$$

Al sustituir la ec 6.4.7 con $j=2$ y después de ordenar

$$[E_i + P1_2]H_i^{n+1} - P1_2 H_i^{n+1} = E_i H_i^n + Q_i^{n+1/2} - P2_2 \quad (6.4.12)$$

donde los valores de $Q_i^{n+1/2}$ se obtienen por interpolación de los valores del hidrograma.

En la frontera de aguas abajo, lo más representativo es dar la variación del nivel o del tirante con el tiempo. Si el último tramo es el jj , entonces el valor de H_{jj}^{n+1} se obtiene por interpolación de un limnigrama. La ecuación del penúltimo tramo se escribe entonces, ec 6.4.10. como

$$\begin{aligned} & -P1_{j-1} H_{j-2}^{n+1} + [E_{j-1} + P1_{j-1} + P1_{jj}] H_{j-1}^{n+1} \\ & = D_{j-1} + P2_{j-2} - P2_{jj} + P1_{jj} H_{j-1}^{n+1} \end{aligned} \quad (6.4.13)$$

Con estas ecuaciones queda completo el sistema de ecuaciones. De manera semejante pueden obtenerse las ecuaciones correspondientes a otras condiciones de frontera.

Datos iniciales. Es necesario dar información de dos variables como datos iniciales. En general se dan tirante y velocidad, calculados de un perfil de flujo gradualmente variado. Sin embargo, no es necesario dar estos valores en forma precisa, si se da un tiempo llamado de calentamiento en el que se resuelven las ecuaciones fundamentales con condiciones de frontera constante, con lo cual los tirantes y velocidades toman valores que satisfacen dichas ecuaciones. Se recomienda dar de 20 a 30 Δt de calentamiento en canales, y del orden de 50 en ríos.

El sistema de ecuaciones que resulta de aplicar las ecs 6.4.12, 6.4.9 y 6.4.13 a los tramos del río en estudio tiene la particularidad de ser tridiagonal, es decir, en la matriz del sistema hay valores distintos de cero únicamente en la diagonal principal y en las diagonales a los lados de ésta; además la matriz es simétrica. Esto permite resolver el sistema en forma rápida y eficiente. En general, se utiliza el método del doble barrido que es una eliminación de Gauss óptima; el número de operaciones requerido es del orden de N (N número de ecuaciones) en lugar de N^2 si se invierte la matriz.

Recomendaciones generales de uso del esquema. Para estudiar la estabilidad del esquema de Cruickshank es necesario primero linealizarlo. Luego se sustituyen las variables por series de Fourier y se estudia la amplificación de las variables con el tiempo. Con el análisis de estabilidad lineal puede demostrarse que si el factor de peso $\psi > 0.5$, el esquema es incondicionalmente estable, esto es, es estable para cualquier valor del número de Courant de 6.4.1. Para obtener mejores resultados con este método se recomienda:

- a) El número de nudos debe ser al menos 10
- b) El Δt debe ser tal que el número de Courant sea menor de 10

- c) Entre más grande sea el número de Courant, más nudos deben usarse
- d) La fricción favorece la estabilidad
- e) El término convectivo es no lineal; por ello el análisis de estabilidad lineal no siempre refleja la posibilidad de problemas de estabilidad. Cuando el término convectivo sea grande, el número de Courant debe tender a uno.
- f) Para números de Froude altos, $0.6 \leq Fr < 1$, el número de Courant debe ser cercano a uno.

ANEXO II
ANÁLISIS HIDRÁULICOS
RÍO SAN LORENZO, EDO. DE MÉXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla II.1 Río San Lorenzo; condiciones naturales; Q=21.29 m3/s; datos de entrada

30.	16.04.	44.	15.	3.	0.	1.	1.	1.	3
44.	15.	1							
44		43							
43		44	42						
42		43	41						
41		42	40						
40		41	39						
39		40	38						
38		39	37						
37		38	36						
36		37	35						
35		36	34						
34		35	33						
33		34	32						
32		33	31						
31		32	30						
30		31	29						
29		30	28						
28		29	27						
27		28	26						
26		27	25						
25		26	24						
24		25	23						
23		24	22						
22		23	21						
21		22	20						
20		21	19						
19		20	18						
18		19	17						
17		18	16						
16		17	15						
15		16	14						
14		15	13						
13		14	12						
12		13	11						
11		12	10						
10		11	9						
9		10	8						
8		9	7						
7		8	6						
6		7	5						
5		6	4						
4		5	3						
3		4	2						
2		3	1						
1		2	0						

44	21	1.50	100.	.040	1.44	0.10
43	20	1.50	100.	.040	1.30	0.10
42	19	.42	100.	.040	1.30	0.10
41	18	.25	100.	.040	1.25	0.10
40	17	.65	100.	.040	1.25	0.10
39	16	.60	200.	.040	1.10	0.10
38	15	.25	200.	.040	1.10	0.10
37	14	.00	200.	.040	1.10	0.10
36	13	.13	100.	.040	1.10	0.10
35	12	.28	100.	.040	1.10	0.10
34	11	.75	200.	.040	1.10	0.10
33	10	.25	100.	.040	1.20	0.10
32	9	.60	100.	.040	1.20	0.10
31	8	.98	100.	.040	1.20	0.10
30	7	.30	100.	.040	1.2	0.10
29	6	.60	100.	.040	1.2	0.10
28	5	.92	100.	.040	1.2	0.10
27	4	.25	100.	.040	1.2	0.10
26	3	.75	100.	.040	1.2	0.10
25	2	.10	100.	.040	1.2	0.10
24	1	.30	100.	.040	1.2	0.10
23	0	.75	100.	.040	1.2	0.10
22	0	.00	100.	.040	1.2	0.10
21	0	.30	100.	.040	1.2	0.10
20	0	.75	100.	.040	1.2	0.10
19	0	.10	100.	.040	1.2	0.10
18	0	.30	100.	.040	1.2	0.10
17	0	.60	100.	.040	1.2	0.10
16	0	.98	100.	.040	1.2	0.10
15	0	.35	100.	.040	1.2	0.10
14	0	.65	100.	.040	1.2	0.10
13	0	.98	100.	.040	1.2	0.10
12	0	.35	100.	.040	1.4	0.10
11	0	.72	300.	.040	1.4	0.10
10	0	.45	100.	.040	1.4	0.10
9	0	.25	100.	.040	1.4	0.10
8	0	.91	100.	.040	1.4	0.20
7	0	.65	100.	.040	1.4	0.20
6	0	.30	100.	.040	1.4	0.20
5	0	.90	100.	.040	1.4	0.20
4	0	.60	100.	.040	1.4	0.20
3	0	.57	100.	.040	1.4	0.20
2	0	.35	100.	.040	1.2	0.2
1	0	.30	100.	.040	1.2	0.1

44	#	2503							
43	#	2502.80	0.2504.0	20.2503.5	27.2503.0	45.7.2503.0	46.5.2503.		
42	#	2504.9	182.7.2505.0						
41	#	2502.0							
40	#	2502.30	0.2503.00	17.2503.0	25.5.2502.01	35.2502.0	45.2502.57		
39	#	2501.01	103.2501.0						
38	#	2501.40	0.2501.00	17.2501.0	27.2501.12	31.2501.01	44.5.2501.12		
37	#	2499.83	0.2500.00	16.2500.0	24.2500.0				
36	#	2497.50	0.2498.00	16.2500.00	16.2500.92	30.2499.03	39.2497.00		
35	#	2499.01	157.2499.01						
34	#	2499.01							
33	#	2499.01	0.2499.01	19.5.2499.1	24.2500.0	30.2499.0	36.2499.01		
32	#	2499.0	56.2500.0	16.2500.0					
31	#	2498.0							
30	#	2498.0							
29	#	2498.0							
28	#	2498.0							
27	#	2498.0							
26	#	2498.0							
25	#	2498.0							
24	#	2498.0							
23	#	2498.0							
22	#	2498.0							
21	#	2498.0							
20	#	2498.0							
19	#	2498.0							
18	#	2498.0							
17	#	2498.0							
16	#	2498.0							
15	#	2498.0							
14	#	2498.0							
13	#	2498.0							
12	#	2498.0							
11	#	2498.0							
10	#	2498.0							
9	#	2498.0							
8	#	2498.0							
7	#	2498.0							
6	#	2498.0							
5	#	2498.0							
4	#	2498.0							
3	#	2498.0							
2	#	2498.0							
1	#	2498.0							

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla II.2 Río San Lorenzo; condiciones naturales; Q=21.29 m³ /s; datos de salida

ESTACION	N.º TRAMOS	INT. SIMULAC.	INT. IMPERME.	NUM. GASTO	LATERAL
30129	44	1924	15	0	
ESTADOS	IGECK	ILECCI	IMEROF	INSEC	
	TIEMPO		HORAS	GASTO	1.000 M ³ /S
TRAMO	TIEMPO	COTA AGUA	VELOCIDAD	AREA	GASTO ENTRADA
	M	M	M/S	M ²	AL TRAMO M ³ /S
44	1773	2501.773	1.344	5.427	2.000
43	1747	2501.641	1.493	2.498	2.004
42	1721	2500.509	1.650	3.079	2.001
41	1695	2499.377	1.807	1.937	1.982
40	1669	2498.245	1.964	2.954	1.979
39	1643	2497.113	2.121	2.051	1.991
38	1617	2496.981	2.278	2.631	2.002
37	1591	2495.849	2.435	3.212	2.005
36	1565	2494.717	2.592	2.047	2.000
35	1539	2493.585	2.749	1.929	1.998
34	1513	2493.453	2.906	3.611	1.998
33	1487	2492.321	3.063	2.077	1.999
32	1461	2491.189	3.220	2.657	2.007
31	1435	2490.057	3.377	2.741	2.013
30	1409	2488.925	3.534	2.181	2.008
29	1383	2488.793	3.691	2.361	2.005
28	1357	2487.661	3.848	1.775	2.004
27	1331	2486.529	4.005	3.356	2.006
26	1305	2485.397	4.162	2.741	2.004
25	1279	2485.265	4.319	3.929	2.002
24	1253	2484.133	4.476	2.949	2.002
23	1227	2483.001	4.633	2.569	2.001
22	1201	2481.869	4.790	1.683	1.997
21	1175	2481.737	4.947	1.683	1.997
20	1149	2480.605	5.104	2.263	1.994
19	1123	2479.473	5.261	2.843	1.994
18	1097	2479.341	5.418	2.021	1.991
17	1071	2478.209	5.575	2.601	1.989
16	1045	2477.077	5.732	3.181	1.989
15	1019	2476.945	5.889	4.361	1.989
14	993	2475.813	6.046	3.541	1.989
13	967	2474.681	6.203	4.721	1.989
12	941	2473.549	6.360	3.901	1.989
11	915	2472.417	6.517	3.081	2.007
10	889	2471.285	6.674	2.261	2.004
9	863	2470.153	6.831	1.441	2.007
8	837	2469.021	6.988	1.021	2.004
7	811	2467.889	7.145	1.601	1.998
6	785	2466.757	7.302	2.181	1.998
5	759	2465.625	7.459	2.761	2.007
4	733	2464.493	7.616	1.941	2.004
3	707	2463.361	7.773	2.521	2.002
2	681	2462.229	7.930	3.101	2.001
1	655	2461.097	8.087	3.681	2.000

TRAMO	TIEMPO	HORAS	GASTO	1.000 M ³ /S	
TRAMO	TIEMPO	COTA AGUA	VELOCIDAD	AREA	GASTO ENTRADA
	M	M	M/S	M ²	AL TRAMO M ³ /S
44	1773	2501.773	1.344	5.427	2.000
43	1747	2501.641	1.493	2.498	2.007
42	1721	2500.509	1.650	3.079	2.007
41	1695	2499.377	1.807	1.947	2.004
40	1669	2498.245	1.964	2.975	2.003
39	1643	2497.113	2.121	2.057	2.001
38	1617	2496.981	2.278	2.637	2.009
37	1591	2495.849	2.435	3.217	2.009
36	1565	2494.717	2.592	2.057	1.997
35	1539	2493.585	2.749	1.937	1.994
34	1513	2493.453	2.906	3.691	1.998
33	1487	2492.321	3.063	2.097	1.997
32	1461	2491.189	3.220	2.677	1.997
31	1435	2490.057	3.377	2.761	1.998
30	1409	2488.925	3.534	2.201	2.005
29	1383	2488.793	3.691	2.381	2.007
28	1357	2487.661	3.848	1.795	2.004
27	1331	2486.529	4.005	3.376	2.019
26	1305	2485.397	4.162	2.761	2.013
25	1279	2485.265	4.319	3.949	2.003
24	1253	2484.133	4.476	3.129	1.997
23	1227	2483.001	4.633	2.749	1.997
22	1201	2481.869	4.790	1.763	1.999
21	1175	2481.737	4.947	1.763	2.000
20	1149	2480.605	5.104	2.343	2.010
19	1123	2480.473	5.261	2.923	2.005
18	1097	2479.341	5.418	2.503	2.005
17	1071	2478.209	5.575	3.083	2.004
16	1045	2477.077	5.732	3.663	2.004
15	1019	2476.945	5.889	4.843	2.011
14	993	2475.813	6.046	2.644	2.011
13	967	2474.681	6.203	3.824	2.006
12	941	2473.549	6.360	3.004	2.002
11	915	2472.417	6.517	2.184	2.000
10	889	2471.285	6.674	1.364	1.995
9	863	2470.153	6.831	1.944	1.994
8	837	2469.021	6.988	1.124	1.996
7	811	2467.889	7.145	1.704	1.996
6	785	2466.757	7.302	2.284	2.001
5	759	2465.625	7.459	2.864	2.001
4	733	2464.493	7.616	2.044	1.997
3	707	2463.361	7.773	2.624	1.997
2	681	2462.229	7.930	3.204	2.001
1	655	2461.097	8.087	3.784	2.001

RESUMEN DE MAXIMOS				
TRAMO	GASTO	TIEMPO	COTA DEL AGUA	TIEMPO
44	21.29	3.25	2501.773	3.21
43	21.29	3.25	2501.641	3.23

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

42	21.1	3.24	2501.51	3.24
43	21.1	3.25	2500.52	3.25
44	21.1	3.27	2499.72	3.26
45	21.1	3.28	2498.50	3.26
46	21.1	3.31	2497.38	3.33
47	21.1	3.35	2496.60	3.34
48	21.1	3.38	2495.34	3.36
49	21.1	3.37	2494.56	3.49
50	21.1	3.38	2493.69	3.67
51	21.1	3.40	2492.08	3.55
52	21.1	3.44	2492.06	3.56
53	21.1	3.54	2490.79	3.55
54	21.1	3.58	2489.57	3.58
55	21.1	3.60	2489.27	3.59
56	21.1	3.61	2487.91	3.61
57	21.1	3.63	2487.31	3.57
58	21.1	3.63	2486.67	3.63
59	21.1	3.62	2486.55	3.63
60	21.1	3.64	2486.33	3.61
61	21.1	3.64	2486.07	3.61
62	21.1	3.64	2485.10	3.64
63	21.1	3.67	2484.30	3.67
64	21.1	3.67	2483.90	3.68
65	21.1	3.67	2483.83	3.68
66	21.1	3.72	2482.67	3.70
67	21.1	3.73	2482.53	3.74
68	21.1	3.73	2482.19	3.74
69	21.1	3.78	2482.05	3.74
70	21.1	3.78	2481.69	3.74
71	21.1	3.78	2481.50	3.74
72	21.1	3.83	2480.78	3.83
73	21.1	3.83	2479.37	3.93
74	21.1	3.91	2478.24	3.95
75	21.1	3.91	2479.06	3.98
76	21.1	3.91	2478.77	3.99
77	21.1	3.94	2478.10	3.94
78	21.1	4.01	2477.79	4.00
79	21.1	4.01	2477.71	4.00
80	21.1	4.01	2477.67	3.98
81	21.1	4.01	2477.64	3.98
82	21.1	4.01	2477.64	3.99
83	21.1	4.03	2477.63	.01

TEMAS CON
FALLA DE ORIGEN

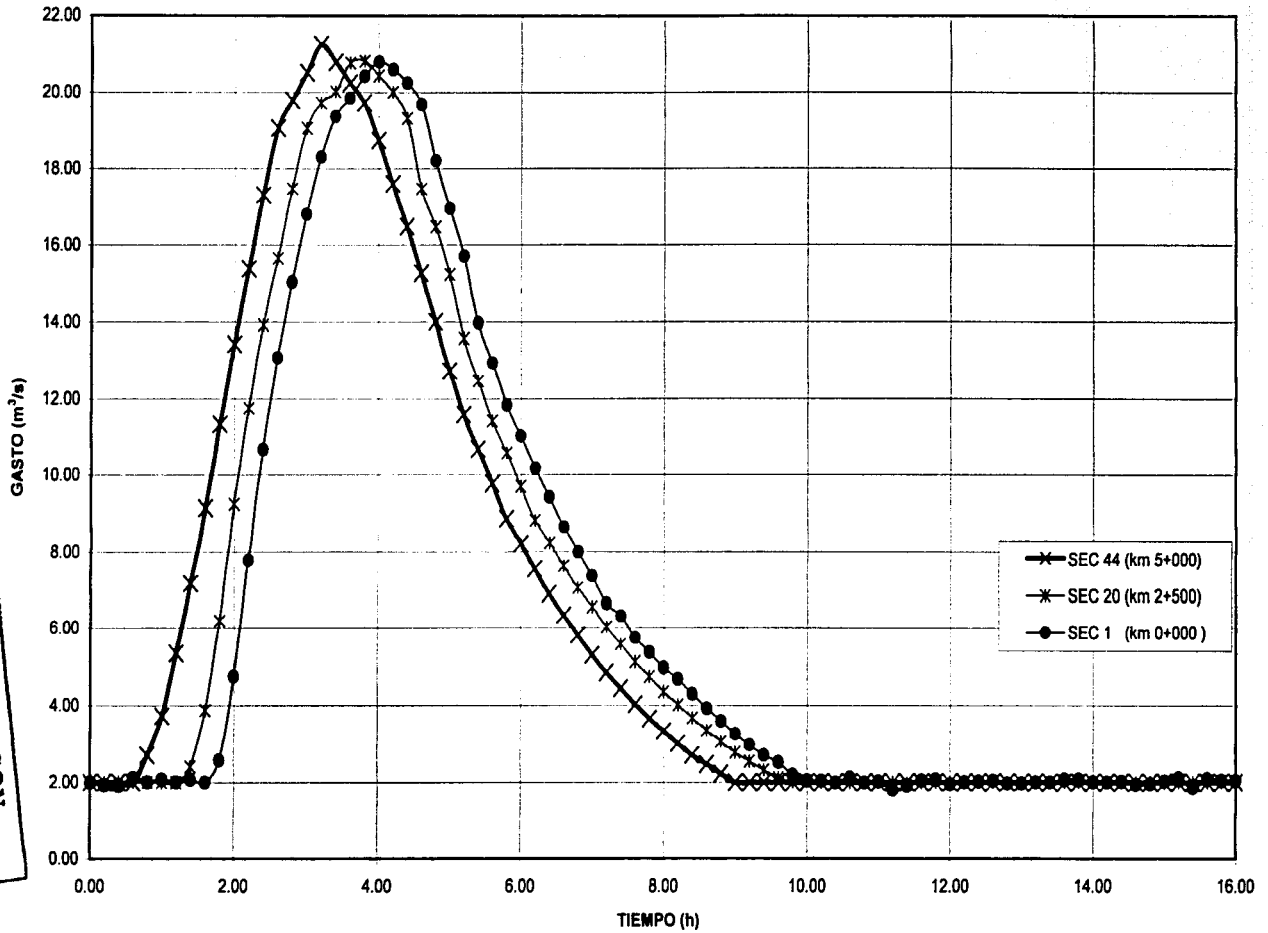
Tabla II.3 Resumen, análisis hidráulico del río San Lorenzo, en condiciones naturales para diversos gastos,
 $Q = 18.62, 21.29, 40.00, 60.00, 70.00, 100.00, 130.00, 150.00, 180.00$ Y 250.00 (m^3/s)

SECCIÓN	CADENAMIENTO	ELEVACIÓN DE NIVEL DEL AGUA EN msnnm: Q (m^3/s)													M.D.	M.I.
		TALWED DEL RÍO	Q=18.62	Q=21.29	Q=40.00	Q=50.00	Q=60.00	Q=70.00	Q=100.00	Q=130.00	Q=150.00	Q=180.00	Q=250.00			
44	4+950.00	2502.50	2503.25	2503.29	2503.46	2503.58	2503.69	2503.78	2504.00	2504.16	2504.24	2504.34	2504.55	2504.80	2504.90	
43	4+850.00	2501.50	2502.08	2502.13	2502.55	2502.65	2502.70	2502.76	2502.96	2503.16	2503.28	2503.46	2503.82	2503.85	2503.68	
42	4+750.00	2500.42	2501.47	2501.51	2501.84	2501.99	2502.13	2502.25	2502.55	2502.80	2502.95	2503.14	2503.52	2503.30	2502.30	
41	4+650.00	2499.25	2500.45	2500.52	2500.88	2501.02	2501.15	2501.27	2501.55	2501.77	2501.89	2502.07	2502.44	2503.50	2502.60	
40	4+550.00	2498.65	2499.66	2499.72	2500.06	2500.21	2500.34	2500.46	2500.69	2500.90	2501.03	2501.20	2501.59	2503.10	2500.80	
39	4+350.00	2497.60	2498.45	2498.50	2498.79	2498.91	2499.03	2499.14	2499.42	2499.65	2499.78	2499.95	2500.28	2502.20	2500.00	
38	4+150.00	2496.25	2497.28	2497.38	2497.90	2498.18	2498.45	2498.47	2498.68	2498.88	2499.00	2499.17	2499.52	2499.60	2499.10	
37	3+950.00	2495.00	2496.54	2496.60	2496.98	2497.15	2497.36	2497.64	2498.07	2497.95	2498.06	2498.22	2498.52	2497.80	2497.75	
36	3+850.00	2494.13	2495.29	2495.36	2495.79	2495.96	2495.11	2496.26	2496.75	2497.24	2497.30	2497.37	2497.61	2496.90	2496.90	
35	3+750.00	2493.28	2494.47	2494.56	2494.95	2495.10	2495.22	2495.35	2495.70	2496.01	2496.18	2496.40	2497.07	2496.40	2496.70	
34	3+550.00	2491.75	2493.69	2493.69	2493.71	2493.71	2493.76	2493.99	2494.43	2494.64	2494.74	2494.88	2495.23	2496.10	2496.20	
33	3+450.00	2490.25	2491.70	2492.08	2492.65	2492.74	2492.91	2493.00	2493.24	2493.43	2493.56	2493.73	2494.11	2493.70	2493.75	
32	3+350.00	2489.60	2491.63	2492.06	2492.63	2492.72	2492.88	2492.96	2493.18	2493.36	2493.47	2493.63	2493.98	2491.40	2492.60	
31	3+250.00	2488.98	2490.73	2490.79	2491.19	2491.52	2491.56	2491.61	2491.88	2492.12	2492.27	2492.46	2492.86	2491.65	2492.00	
30	3+150.00	2488.30	2489.49	2489.57	2490.10	2490.33	2490.77	2490.90	2491.21	2491.66	2491.81	2492.00	2492.39	2490.70	2491.51	
29	3+050.00	2487.80	2489.20	2489.27	2489.68	2489.83	2490.00	2490.13	2490.49	2491.29	2491.42	2491.59	2491.91	2490.20	2490.30	
28	2+950.00	2486.92	2487.74	2487.81	2488.19	2488.39	2488.56	2488.74	2489.18	2489.40	2489.52	2489.68	2490.04	2490.30	2490.00	
27	2+850.00	2486.25	2487.26	2487.31	2487.72	2487.92	2488.11	2488.39	2488.95	2489.18	2489.31	2489.49	2489.88	2488.80	2488.60	
26	2+750.00	2485.85	2486.59	2486.67	2487.25	2487.51	2487.73	2487.93	2488.51	2488.75	2488.89	2489.09	2489.51	2488.00	2488.10	
25	2+650.00	2485.10	2486.45	2486.55	2487.14	2487.39	2487.60	2487.79	2488.39	2488.61	2488.74	2488.94	2489.35	2487.10	2488.20	
24	2+550.00	2484.88	2486.24	2486.33	2486.89	2487.10	2487.28	2487.44	2487.82	2488.10	2488.26	2488.47	2488.89	2487.80	2487.50	
23	2+450.00	2484.30	2486.00	2486.07	2486.59	2486.80	2486.94	2487.06	2487.31	2487.48	2487.58	2487.71	2488.00	2487.16	2487.00	
22	2+350.00	2483.75	2485.01	2485.10	2485.89	2486.09	2486.23	2486.34	2486.55	2486.73	2486.84	2486.98	2487.28	2486.00	2486.20	
21	2+250.00	2483.00	2484.32	2484.40	2485.15	2485.29	2485.41	2485.53	2485.84	2486.04	2486.16	2486.33	2486.70	2485.30	2485.00	
20	2+150.00	2482.60	2483.83	2483.90	2484.45	2484.69	2484.88	2485.05	2485.49	2485.71	2485.85	2486.03	2486.43	2484.40	2485.00	
19	2+050.00	2482.10	2483.27	2483.33	2483.83	2484.10	2484.30	2484.47	2484.88	2485.19	2485.35	2485.55	2485.96	2483.90	2484.90	
18	1+950.00	2481.75	2482.79	2482.87	2483.50	2483.75	2483.94	2484.11	2484.48	2484.79	2484.95	2485.14	2485.51	2483.60	2484.90	
17	1+850.00	2481.20	2482.44	2482.53	2483.21	2483.43	2483.61	2483.76	2484.10	2484.43	2484.57	2484.74	2485.11	2483.20	2484.50	
16	1+750.00	2480.79	2482.08	2482.19	2482.86	2483.10	2483.32	2483.51	2483.91	2484.30	2484.44	2484.62	2485.00	2482.60	2482.80	
15	1+650.00	2480.35	2481.93	2482.05	2482.68	2482.92	2483.15	2483.36	2483.78	2484.19	2484.32	2484.48	2484.82	2482.10	2483.00	
14	1+550.00	2480.05	2481.59	2481.69	2482.28	2482.55	2482.81	2483.06	2483.48	2483.92	2484.04	2484.16	2484.44	2481.80	2483.20	
13	1+450.00	2479.78	2481.21	2481.30	2481.83	2482.16	2482.33	2482.52	2482.84	2483.04	2483.15	2483.28	2483.60	2482.40	2483.20	
12	1+350.00	2479.35	2480.66	2480.78	2481.26	2481.43	2481.58	2481.73	2482.06	2482.32	2482.47	2482.68	2483.14	2481.50	2482.00	
11	1+050.00	2478.23	2479.26	2479.37	2479.97	2480.27	2480.52	2480.74	2481.14	2481.47	2481.65	2481.88	2482.37	2480.30	2482.20	
10	0+950.00	2477.45	2479.13	2479.25	2479.81	2480.04	2480.26	2480.46	2480.87	2481.19	2481.36	2481.58	2482.06	2479.90	2480.80	
9	0+850.00	2477.25	2478.94	2479.06	2479.58	2479.75	2479.89	2480.03	2480.34	2480.61	2480.77	2480.99	2481.62	2479.80	2480.10	
8	0+750.00	2476.91	2478.63	2478.77	2479.30	2479.48	2479.63	2479.78	2480.13	2480.42	2480.59	2480.82	2481.50	2478.60	2479.50	
7	0+650.00	2476.65	2478.03	2478.10	2478.54	2478.73	2478.91	2479.10	2479.51	2479.86	2480.05	2480.29	2481.13	2478.30	2479.20	
6	0+550.00	2476.30	2477.76	2477.79	2478.04	2478.17	2478.28	2478.39	2478.65	2478.87	2478.99	2479.17	2479.52	2477.85	2478.60	
5	0+450.00	2476.00	2477.69	2477.71	2477.85	2477.94	2478.02	2478.10	2478.31	2478.51	2478.63	2478.78	2479.13	2477.20	2478.20	
4	0+350.00	2475.80	2477.66	2477.67	2477.76	2477.82	2477.88	2477.96	2478.14	2478.33	2478.44	2478.59	2478.93	2477.10	2478.20	
3	0+250.00	2475.57	2477.65	2477.65	2477.70	2477.73	2477.77	2477.81	2477.95	2478.11	2478.21	2478.35	2478.68	2477.00	2477.20	
2	0+150.00	2475.35	2477.64	2477.64	2477.68	2477.70	2477.73	2477.76	2477.87	2478.00	2478.08	2478.19	2478.48	2476.80	2477.10	
1	0+050.00	2475.30	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2477.00	2477.20	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla II.4 Resumen, análisis hidráulico del río San Lorenzo, en condiciones naturales para diversos gastos,
Q = 18.62, 21.29, 40, 60, 70, 100, 130, 150, 180, 250 m³/s

SECCIÓN	CADENAMIENTO (km)	TALWED DEL RÍO	TIRANTES (m), Q (m ³ /s)											M.D.	M.I.
			Q=18.62	Q=21.29	Q=40.00	Q=50.00	Q=60.00	Q=70.00	Q=100.00	Q=130.00	Q=150.00	Q=180.00	Q=250.00		
44	4+950.00	2502.50	0.75	0.79	0.96	1.08	1.19	1.28	1.50	1.66	1.74	1.84	2.05	2.30	2.40
43	4+850.00	2501.50	0.58	0.63	1.05	1.15	1.20	1.26	1.46	1.66	1.78	1.96	2.32	2.35	2.18
42	4+750.00	2500.42	1.05	1.09	1.42	1.57	1.71	1.83	2.13	2.38	2.53	2.72	3.10	2.88	1.88
41	4+650.00	2499.25	1.20	1.27	1.63	1.77	1.90	2.02	2.30	2.52	2.64	2.82	3.19	4.25	3.35
40	4+550.00	2498.65	1.01	1.07	1.41	1.56	1.69	1.81	2.04	2.25	2.38	2.55	2.94	4.45	2.15
39	4+350.00	2497.60	0.85	0.90	1.19	1.31	1.43	1.54	1.82	2.05	2.18	2.35	2.68	4.60	2.40
38	4+150.00	2496.25	1.03	1.13	1.65	1.93	2.20	2.22	2.43	2.63	2.75	2.92	3.27	3.35	2.85
37	3+950.00	2495.00	1.54	1.60	1.98	2.15	2.36	2.64	3.07	2.95	3.06	3.22	3.52	2.80	2.75
36	3+850.00	2494.13	1.16	1.23	1.66	1.83	1.98	2.13	2.62	3.11	3.17	3.24	3.48	2.77	2.77
35	3+750.00	2493.28	1.19	1.28	1.67	1.82	1.94	2.07	2.42	2.73	2.90	3.12	3.79	3.12	3.42
34	3+550.00	2491.75	1.94	1.94	1.96	1.96	2.01	2.24	2.68	2.99	2.99	3.13	3.48	4.35	4.45
33	3+450.00	2490.25	1.45	1.83	2.40	2.49	2.66	2.75	2.99	3.18	3.31	3.48	3.86	3.45	3.50
32	3+350.00	2489.60	2.03	2.46	3.03	3.12	3.28	3.36	3.58	3.76	3.87	4.03	4.38	1.80	3.00
31	3+250.00	2488.98	1.75	1.81	2.21	2.54	2.58	2.63	2.90	3.14	3.29	3.48	3.88	2.67	3.02
30	3+150.00	2488.30	1.19	1.27	1.80	2.03	2.47	2.60	2.91	3.36	3.51	3.70	4.09	2.40	3.21
29	3+050.00	2487.80	1.40	1.47	1.88	2.03	2.20	2.33	2.69	3.49	3.62	3.79	4.11	2.40	2.50
28	2+950.00	2486.92	0.82	0.89	1.27	1.47	1.64	1.82	2.26	2.48	2.60	2.76	3.12	3.38	3.08
27	2+850.00	2486.25	1.01	1.06	1.47	1.67	1.86	2.14	2.70	2.93	3.06	3.24	3.63	2.55	2.35
26	2+750.00	2485.85	0.74	0.82	1.40	1.66	1.88	2.08	2.66	2.90	3.04	3.24	3.66	2.15	2.25
25	2+650.00	2485.10	1.35	1.45	2.04	2.29	2.50	2.69	3.29	3.51	3.64	3.84	4.25	2.00	3.10
24	2+550.00	2484.88	1.36	1.45	2.01	2.22	2.40	2.56	2.94	3.22	3.38	3.59	4.01	2.92	2.62
23	2+450.00	2484.30	1.70	1.77	2.29	2.50	2.64	2.76	3.01	3.18	3.28	3.41	3.70	2.86	2.70
22	2+350.00	2483.75	1.26	1.35	2.14	2.34	2.48	2.59	2.80	2.98	3.09	3.23	3.53	2.25	2.45
21	2+250.00	2483.00	1.32	1.40	2.15	2.29	2.41	2.53	2.84	3.04	3.16	3.33	3.70	2.30	2.00
20	2+150.00	2482.60	1.23	1.30	1.85	2.09	2.28	2.45	2.89	3.11	3.25	3.43	3.83	1.80	2.40
19	2+050.00	2482.10	1.17	1.23	1.73	2.00	2.20	2.37	2.78	3.09	3.25	3.45	3.86	1.80	2.80
18	1+950.00	2481.75	1.04	1.12	1.75	2.00	2.19	2.36	2.73	3.04	3.20	3.39	3.76	1.85	3.15
17	1+850.00	2481.20	1.24	1.33	2.01	2.23	2.41	2.56	2.90	3.23	3.37	3.54	3.91	2.00	3.30
16	1+750.00	2480.79	1.29	1.40	2.07	2.31	2.53	2.72	3.12	3.51	3.65	3.83	4.21	1.81	2.01
15	1+650.00	2480.35	1.58	1.70	2.33	2.57	2.80	3.01	3.43	3.84	3.97	4.13	4.47	1.75	2.65
14	1+550.00	2480.05	1.54	1.64	2.23	2.50	2.76	3.01	3.43	3.87	3.99	4.11	4.39	1.75	3.15
13	1+450.00	2479.78	1.43	1.52	2.05	2.38	2.55	2.74	3.06	3.26	3.37	3.50	3.82	2.62	3.42
12	1+350.00	2479.35	1.31	1.43	1.91	2.08	2.23	2.38	2.71	2.97	3.12	3.33	3.79	2.15	2.65
11	1+050.00	2478.23	1.03	1.14	1.74	2.04	2.29	2.51	2.91	3.24	3.42	3.65	4.14	2.07	3.97
10	0+950.00	2477.45	1.68	1.80	2.36	2.59	2.81	3.01	3.42	3.74	3.91	4.13	4.61	2.45	3.35
9	0+850.00	2477.25	1.69	1.81	2.33	2.50	2.64	2.78	3.09	3.36	3.52	3.74	4.37	2.55	2.85
8	0+750.00	2476.91	1.72	1.86	2.39	2.57	2.72	2.87	3.22	3.51	3.68	3.91	4.59	1.69	2.59
7	0+650.00	2476.65	1.38	1.45	1.89	2.08	2.26	2.45	2.86	3.21	3.40	3.64	4.48	1.65	2.55
6	0+550.00	2476.30	1.46	1.49	1.74	1.87	1.98	2.09	2.35	2.57	2.69	2.87	3.22	1.55	2.30
5	0+450.00	2476.00	1.69	1.71	1.85	1.94	2.02	2.10	2.31	2.51	2.63	2.78	3.13	1.20	2.20
4	0+350.00	2475.80	1.86	1.87	1.96	2.02	2.08	2.16	2.34	2.53	2.64	2.79	3.13	1.30	2.40
3	0+250.00	2475.57	2.08	2.08	2.13	2.16	2.20	2.24	2.38	2.54	2.64	2.78	3.11	1.43	1.63
2	0+150.00	2475.35	2.29	2.29	2.33	2.35	2.38	2.41	2.52	2.65	2.73	2.84	3.13	1.45	1.75
1	0+050.00	2475.30	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	1.70	1.90



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig II.1 Río San Lorenzo, condiciones naturales, hidrogramas en diferentes secciones para un gasto pico de entrada de $Q = 21.29 \text{ m}^3/\text{s}$

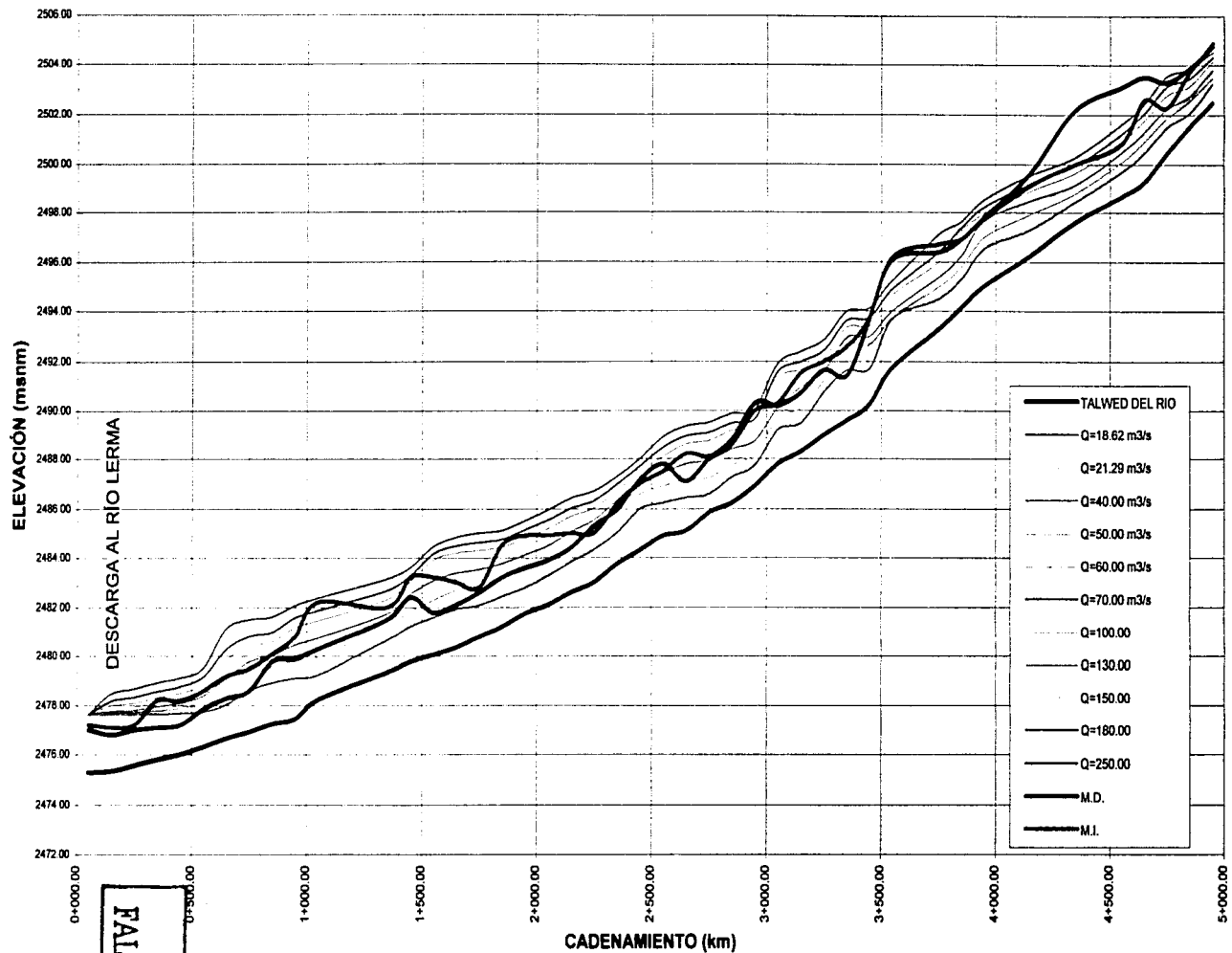


Fig II.2 Perfil de agua en condiciones naturales para un gasto de 18.62, 21.29, 40, 60, 70, 100, 130, 150, 180 y 250 (m³/s)

Tabla II.5 Rio San Lorenzo; sección trapecial; b = 10.0 m; K = 2; Q = 21.29 m³/s para Tr = 50.0 años; datos de entrada

40.	16.04.	28.	5.	0.	1.	2.	1.	1.	3
1									
28.	14.	1							
27.		0	27						
26.		24	26						
25.		27	25						
24.		26	24						
23.		24	23						
22.		22	22						
21.		22	21						
20.		21	20						
19.		20	19						
18.		19	18						
17.		18	17						
16.		17	16						
15.		16	15						
14.		15	14						
13.		14	13						
12.		13	12						
11.		12	11						
10.		11	10						
9.		10	9						
8.		9	8						
7.		8	7						
6.		7	6						
5.		6	5						
4.		5	4						
3.		4	3						
2.		3	2						
1.		2	1						
28.	2505.372	200	.035	1.31	0.80				
27.	2400.647	200	.035	1.20	0.90				
26.	2399.321	200	.035	1.17	0.99				
25.	2497.796	200	.035	1.11	0.80				
24.	2494.271	200	.035	1.11	0.80				
23.	2494.745	200	.035	1.11	0.60				
22.	2493.220	200	.035	1.11	0.60				
21.	2491.695	200	.035	1.11	0.60				
20.	2490.169	200	.035	0.99	0.60				
19.	2488.644	200	.035	0.99	0.70				
18.	2487.118	200	.035	0.99	0.70				
17.	2485.593	200	.035	0.99	0.70				
16.	2484.067	200	.035	0.99	0.60				
15.	2482.542	200	.035	0.99	0.40				
14.	2481.016	200	.035	0.99	0.40				
13.	2479.491	200	.035	0.99	0.40				
12.	2477.965	200	.035	0.99	0.30				
11.	2476.440	200	.035	0.99	0.30				
10.	2474.914	200	.035	0.99	0.30				
9.	2473.389	200	.035	0.99	0.30				
8.	2471.863	200	.035	0.99	0.30				
7.	2470.338	200	.035	0.99	0.30				
6.	2468.812	200	.035	0.99	0.30				
5.	2467.287	200	.035	0.99	0.30				
4.	2465.761	200	.035	0.99	0.30				
3.	2464.236	200	.035	0.99	0.30				
2.	2462.710	200	.035	0.99	0.30				
1.	2461.185	200	.035	0.99	0.30				
28.	2503.135	10		0.2					
27.	2501.609	10							
26.	2500.084	10							
25.	2498.559	10							
24.	2497.033	10							
23.	2495.508	10							
22.	2493.983	10							
21.	2492.457	10							
20.	2490.932	10							
19.	2489.407	10							
18.	2487.882	10							
17.	2486.357	10							
16.	2484.832	10							
15.	2483.307	10							
14.	2481.782	10							
13.	2480.257	10							
12.	2478.732	10							
11.	2477.207	10							
10.	2475.682	10							
9.	2474.157	10							
8.	2472.632	10							
7.	2471.107	10							
6.	2469.582	10							
5.	2468.057	10							
4.	2466.532	10							
3.	2465.007	10							
2.	2463.482	10							
1.	2461.957	10							
28.	2477.63	16.04	2477.63						

28.	27.	26.	25.	24.	23.	22.	21.	20.	19.	18.	17.	16.	15.	14.	13.	12.	11.	10.	9.	8.	7.	6.	5.	4.	3.	2.	1.
0.64	0.96	3.41	1.26	5.96	1.60	9.15	1.93	12.77																			
14.95	3.21	21.29	3.65	19.59	4.49	15.97	5.13	11.92	5.78	0.94																	
0.93	7.06	5.11	7.70	3.03	6.34	2.77	8.98	2	16.04	2																	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla II.6 Río San Lorenzo; sección trapecial; b = 10.0 m; K = 2; Q = 21.29 m³/s para Tr = 50.0 años; datos de salida

DT	N TRAMOS	INT SIMULAS	INT IMPRIME	NUM GASTO	LATERAL
40	26	1443	5	0	
DATOS	IGECM	ILEECI	IMEPCF	HSEC	
1	2	1	1	3	
TRAMO	ANTECROP	SUCESOP	PTIIC		
25	0	25	1		
22	26	26	1		
27	27	27	1		
24	28	28	1		
25	29	29	1		
24	30	30	1		
23	31	31	1		
22	32	32	1		
21	33	33	1		
20	34	34	1		
19	35	35	1		
18	36	36	1		
17	37	37	1		
16	38	38	1		
15	39	39	1		
14	40	40	1		
13	41	41	1		
12	42	42	1		
11	43	43	1		
10	44	44	1		
9	45	45	1		
8	46	46	1		
7	47	47	1		
6	48	48	1		
5	49	49	1		
4	50	50	1		
3	51	51	1		
2	52	52	1		
1	53	53	1		

ELEV FONDO	LONGITUD	N DE	TIRANTE	VELOCIDAD
INTE. TRAMO	TRAMO	MANNING	INICIAL	INICIAL
1501.37	100.00	0.35	2.6	7.4
1501.41	200.00	0.35	2.7	7.9
1494.21	300.00	0.35	2.8	8.6
1487.00	400.00	0.35	2.9	9.0
1479.27	500.00	0.35	2.9	9.5
1494.75	600.00	0.35	3.0	9.0
1493.22	700.00	0.35	3.0	8.4
1491.70	800.00	0.35	3.0	8.1
1490.17	900.00	0.35	3.0	8.2
1488.04	1000.00	0.35	3.0	8.3
1487.12	1100.00	0.35	3.0	7.9
1485.67	1200.00	0.35	3.0	8.1
1484.21	1300.00	0.35	3.0	7.5
1482.73	1400.00	0.35	3.0	7.4
1481.25	1500.00	0.35	3.0	7.8
1479.77	1600.00	0.35	3.0	7.2
1478.30	1700.00	0.35	3.0	7.5
1476.82	1800.00	0.35	3.0	7.1
1475.34	1900.00	0.35	3.0	7.7
1473.87	2000.00	0.35	3.0	6.9
1472.39	2100.00	0.35	3.0	6.8
1470.91	2200.00	0.35	3.0	6.2
1469.43	2300.00	0.35	3.0	6.5
1467.95	2400.00	0.35	3.0	6.0
1466.47	2500.00	0.35	3.0	5.2
1464.99	2600.00	0.35	3.0	4.6
1463.51	2700.00	0.35	3.0	4.1
1462.03	2800.00	0.35	3.0	3.8
1460.55	2900.00	0.35	3.0	3.5
1459.07	3000.00	0.35	3.0	3.2
1457.59	3100.00	0.35	3.0	3.0
1456.11	3200.00	0.35	3.0	2.8
1454.63	3300.00	0.35	3.0	2.7
1453.15	3400.00	0.35	3.0	2.6
1451.67	3500.00	0.35	3.0	2.5
1450.19	3600.00	0.35	3.0	2.4
1448.71	3700.00	0.35	3.0	2.3
1447.23	3800.00	0.35	3.0	2.2
1445.75	3900.00	0.35	3.0	2.1
1444.27	4000.00	0.35	3.0	2.0

SECCION TRAPEZOIDAL

SECCION	ELEV MAS BAJA	ANCHO PLANTILLA	TALUD
21	1503.14	10.00	2.00
22	1501.61	10.00	2.00
23	1490.06	10.00	2.00
24	1494.54	10.00	2.00
25	1497.03	10.00	2.00
26	1497.51	10.00	2.00
27	1493.96	10.00	2.00
28	1492.44	10.00	2.00
29	1490.92	10.00	2.00
30	1489.41	10.00	2.00
31	1487.88	10.00	2.00
32	1486.36	10.00	2.00
33	1484.84	10.00	2.00
34	1483.32	10.00	2.00
35	1481.80	10.00	2.00
36	1480.28	10.00	2.00
37	1478.76	10.00	2.00
38	1477.24	10.00	2.00
39	1475.72	10.00	2.00
40	1474.20	10.00	2.00
41	1472.68	10.00	2.00
42	1471.16	10.00	2.00
43	1469.64	10.00	2.00
44	1468.12	10.00	2.00
45	1466.60	10.00	2.00
46	1465.08	10.00	2.00
47	1463.56	10.00	2.00
48	1462.04	10.00	2.00
49	1460.52	10.00	2.00
50	1459.00	10.00	2.00
51	1457.48	10.00	2.00
52	1455.96	10.00	2.00
53	1454.44	10.00	2.00

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

SECCION	ELEV MAS BAJA	ANCHO PLANTILLA	TALUD
14	2484.19	10.00	2.00
SECCION 13	ELEV MAS BAJA 2483.31	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 12	ELEV MAS BAJA 2482.44	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 11	ELEV MAS BAJA 2481.56	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 10	ELEV MAS BAJA 2480.69	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 9	ELEV MAS BAJA 2479.81	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 8	ELEV MAS BAJA 2478.94	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 7	ELEV MAS BAJA 2478.09	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 6	ELEV MAS BAJA 2477.21	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 5	ELEV MAS BAJA 2476.33	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 4	ELEV MAS BAJA 2475.45	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 3	ELEV MAS BAJA 2474.57	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 2	ELEV MAS BAJA 2473.69	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00
SECCION 1	ELEV MAS BAJA 2472.81	ANCHO PLANTILLA 10.00	TALUD 2.00

HIDROGRAMA							
TRAMO DONDE CONECTA				NUM PUNTO			
TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
10	100	10	100	10	100	10	100
15	200	15	200	15	200	15	200
20	300	20	300	20	300	20	300
25	400	25	400	25	400	25	400
30	500	30	500	30	500	30	500
35	600	35	600	35	600	35	600
40	700	40	700	40	700	40	700
45	800	45	800	45	800	45	800
50	900	50	900	50	900	50	900
55	1000	55	1000	55	1000	55	1000

VARIACION DEL NIVEL AGUA ABAN. NAHERA							
NUMERO PUNTO				NUM ELEM NIV CONECTADO			
TIEMPO	NIVEL	TIEMPO	NIVEL	TIEMPO	NIVEL	TIEMPO	NIVEL
10	2472.8	10	2472.8	10	2472.8	10	2472.8
15	2473.5	15	2473.5	15	2473.5	15	2473.5
20	2474.2	20	2474.2	20	2474.2	20	2474.2
25	2474.9	25	2474.9	25	2474.9	25	2474.9
30	2475.6	30	2475.6	30	2475.6	30	2475.6
35	2476.3	35	2476.3	35	2476.3	35	2476.3
40	2477.0	40	2477.0	40	2477.0	40	2477.0
45	2477.7	45	2477.7	45	2477.7	45	2477.7
50	2478.4	50	2478.4	50	2478.4	50	2478.4
55	2479.1	55	2479.1	55	2479.1	55	2479.1

TRAMO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
26	1.27	2502.629	0.739	2.706	2.000
27	1.27	2501.019	0.891	2.246	1.996
28	1.27	2499.596	0.857	2.336	2.003
29	1.27	2497.951	0.899	2.026	1.995
30	1.27	2496.511	0.852	2.283	2.002
31	1.27	2494.874	0.905	2.366	2.007
32	1.27	2493.546	0.83	2.274	1.997
33	1.27	2491.827	0.916	2.182	1.998
34	1.27	2490.511	0.823	2.431	2.001
35	1.27	2488.762	0.93	2.136	1.997
36	1.27	2487.279	0.793	2.482	2.002
37	1.27	2485.479	0.739	2.697	2.004
38	1.27	2483.696	0.81	2.779	2.001
39	1.27	2483.992	0.744	2.821	2.004
40	1.27	2483.187	0.82	2.749	2.003
41	1.27	2482.174	0.81	2.671	1.996
42	1.27	2481.183	0.807	2.600	1.999
43	1.27	2480.143	0.714	2.603	2.001
44	1.27	2479.141	0.767	2.611	2.000
45	1.27	2478.158	0.807	2.601	2.002
46	1.27	2477.631	0.799	2.524	1.998
47	1.27	2476.981	0.824	2.224	1.997
48	1.27	2476.151	0.807	2.217	1.997
49	1.27	2475.151	0.79	2.177	1.994
50	1.27	2474.133	0.801	2.119	1.996
51	1.27	2473.193	0.805	2.144	1.999
52	1.27	2472.229	0.804	1.938	1.997
53	1.27	2471.633	0.734	2.461	2.004

TRAMO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO	TIEMPO
26	1.27	2502.629	0.741	2.703	2.000
27	1.27	2501.019	0.899	2.246	1.996
28	1.27	2499.596	0.857	2.336	2.003
29	1.27	2497.951	0.899	2.026	1.995
30	1.27	2496.511	0.852	2.283	2.002
31	1.27	2494.874	0.905	2.209	1.998
32	1.27	2493.546	0.83	2.374	1.997
33	1.27	2491.827	0.916	2.182	1.998
34	1.27	2490.511	0.823	2.431	2.001
35	1.27	2488.762	0.93	2.136	1.997
36	1.27	2487.279	0.793	2.482	2.002
37	1.27	2485.479	0.739	2.697	2.004
38	1.27	2483.696	0.81	2.779	2.001
39	1.27	2483.992	0.744	2.821	2.004
40	1.27	2483.187	0.82	2.749	2.003
41	1.27	2482.174	0.81	2.671	1.996
42	1.27	2481.183	0.807	2.600	1.999
43	1.27	2480.143	0.714	2.603	2.001
44	1.27	2479.141	0.767	2.611	2.000
45	1.27	2478.158	0.807	2.601	2.002
46	1.27	2477.631	0.799	2.524	1.998
47	1.27	2476.981	0.824	2.224	1.997
48	1.27	2476.151	0.807	2.217	1.997
49	1.27	2475.151	0.79	2.177	1.994
50	1.27	2474.133	0.801	2.119	1.996
51	1.27	2473.193	0.805	2.144	1.999
52	1.27	2472.229	0.804	1.938	1.997
53	1.27	2471.633	0.734	2.461	2.004

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1	1.111	2476.434	1.000	2.528	2.021
2	1.304	2476.444	1.022	3.227	2.099
3	1.429	2476.421	1.024	3.219	2.099
4	1.444	2477.667	1.042	3.395	2.011
5	1.477	2477.036	1.033	6.291	2.010
6	1.244	2477.432	1.054	10.151	2.021
7	1.129	2477.433	1.101	19.314	2.015
8	1.124	2477.433	1.074	27.447	2.037

RESUMEN DE MAXIMOS

TRAMO	GASTO	TIEMPO	COTA DEL AGUA	TIEMPO
1	21.13	3.21	2503.25	3.21
2	21.13	3.23	2501.73	3.22
3	21.13	3.23	2502.20	3.24
4	21.13	3.27	2496.66	3.29
5	21.13	3.30	2497.15	3.30
6	21.13	3.32	2495.43	3.32
7	21.13	3.33	2494.11	3.34
8	21.13	3.34	2492.57	3.36
9	21.13	3.36	2491.00	3.38
10	21.13	3.39	2489.51	3.40
11	21.13	3.42	2488.02	3.42
12	21.13	3.44	2486.47	3.43
13	21.13	3.44	2486.24	3.44
14	21.13	3.44	2485.80	3.47
15	21.13	3.45	2484.79	3.49
16	21.13	3.51	2483.95	3.51
17	21.13	3.52	2483.44	3.52
18	21.13	3.54	2482.14	3.54
19	21.13	3.57	2481.29	3.57
20	21.13	3.59	2480.25	3.59
21	21.13	3.61	2479.23	3.62
22	21.13	3.62	2479.31	3.63
23	21.13	3.62	2479.04	3.65
24	21.13	3.64	2478.55	3.67
25	21.13	3.65	2478.14	3.69
26	21.13	3.70	2477.64	3.69
27	21.13	3.70	2477.64	3.69
28	21.13	3.71	2477.23	3.71

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla II.7 Resumen, perfil de agua para gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años, de una sección trapezoidal con $b=10.0$ m y $K=2$

(km)	(m)	ELEVACIONES MÁXIMAS DEL AGUA (msnm)				TIRANTES MÁXIMOS (m)			
		T _r =50 años Q=21.29 m ³ /s	T _r =100 años Q=23.31 m ³ /s	T _r =500 años Q=28.00 m ³ /s	T _r =1000 años Q=30.02 m ³ /s	T _r =50 años Q=21.29 m ³ /s	T _r =100 años Q=23.31 m ³ /s	T _r =500 años Q=28.00 m ³ /s	T _r =1000 años Q=30.02 m ³ /s
4+965.00	2502.37	2503.25	2503.30	2503.41	2503.45	0.88	0.93	1.04	1.08
4+765.00	2500.85	2501.73	2501.78	2501.88	2501.92	0.88	0.93	1.03	1.07
4+565.00	2499.32	2500.20	2500.25	2500.36	2500.40	0.88	0.93	1.04	1.08
4+365.00	2497.80	2498.68	2498.73	2498.83	2498.87	0.88	0.93	1.03	1.07
4+165.00	2496.27	2497.15	2497.20	2497.30	2497.35	0.88	0.93	1.03	1.08
3+965.00	2494.75	2495.63	2495.68	2495.78	2495.82	0.88	0.93	1.03	1.07
3+765.00	2493.22	2494.11	2494.15	2494.25	2494.29	0.89	0.93	1.03	1.07
3+565.00	2491.70	2492.57	2492.62	2492.73	2492.77	0.87	0.92	1.03	1.07
3+365.00	2490.17	2491.06	2491.11	2491.21	2491.25	0.89	0.94	1.04	1.08
3+165.00	2488.64	2489.51	2489.56	2489.67	2489.71	0.87	0.92	1.03	1.07
2+965.00	2487.12	2488.05	2488.09	2488.18	2488.21	0.93	0.97	1.06	1.09
2+801.00	2485.87	2486.67	2486.73	2486.84	2486.89	0.80	0.86	0.97	1.02
2+701.00	2485.22	2486.26	2486.31	2486.43	2486.48	1.04	1.09	1.21	1.26
2+565.00	2484.63	2485.66	2485.72	2485.84	2485.89	1.03	1.09	1.21	1.26
2+365.00	2483.75	2484.79	2484.84	2484.96	2485.01	1.04	1.09	1.21	1.26
2+165.00	2482.88	2483.91	2483.97	2484.09	2484.13	1.03	1.09	1.21	1.25
1+965.00	2482.00	2483.04	2483.09	2483.21	2483.26	1.04	1.09	1.21	1.26
1+765.00	2481.12	2482.16	2482.21	2482.33	2482.38	1.04	1.09	1.21	1.26
1+565.00	2480.25	2481.29	2481.34	2481.46	2481.51	1.04	1.09	1.21	1.26
1+365.00	2479.37	2480.40	2480.45	2480.57	2480.61	1.03	1.08	1.20	1.24
1+168.50	2478.51	2479.53	2479.59	2479.73	2479.78	1.02	1.08	1.22	1.27
1+068.50	2478.08	2479.31	2479.37	2479.51	2479.57	1.23	1.29	1.43	1.49
0+965.00	2477.83	2479.06	2479.12	2479.26	2479.32	1.23	1.29	1.43	1.49
0+765.00	2477.35	2478.58	2478.64	2478.78	2478.84	1.23	1.29	1.43	1.49
0+565.00	2476.87	2478.14	2478.20	2478.33	2478.38	1.27	1.33	1.46	1.51
0+365.00	2476.38	2477.84	2477.87	2477.95	2477.99	1.46	1.49	1.57	1.61
0+165.00	2475.90	2477.68	2477.69	2477.72	2477.73	1.78	1.79	1.82	1.83
0+032.50	2475.58	2477.63	2477.63	2477.63	2477.63	2.05	2.05	2.05	2.05

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

17-14

TESIS CON
PÁGINA DE ORIGEN

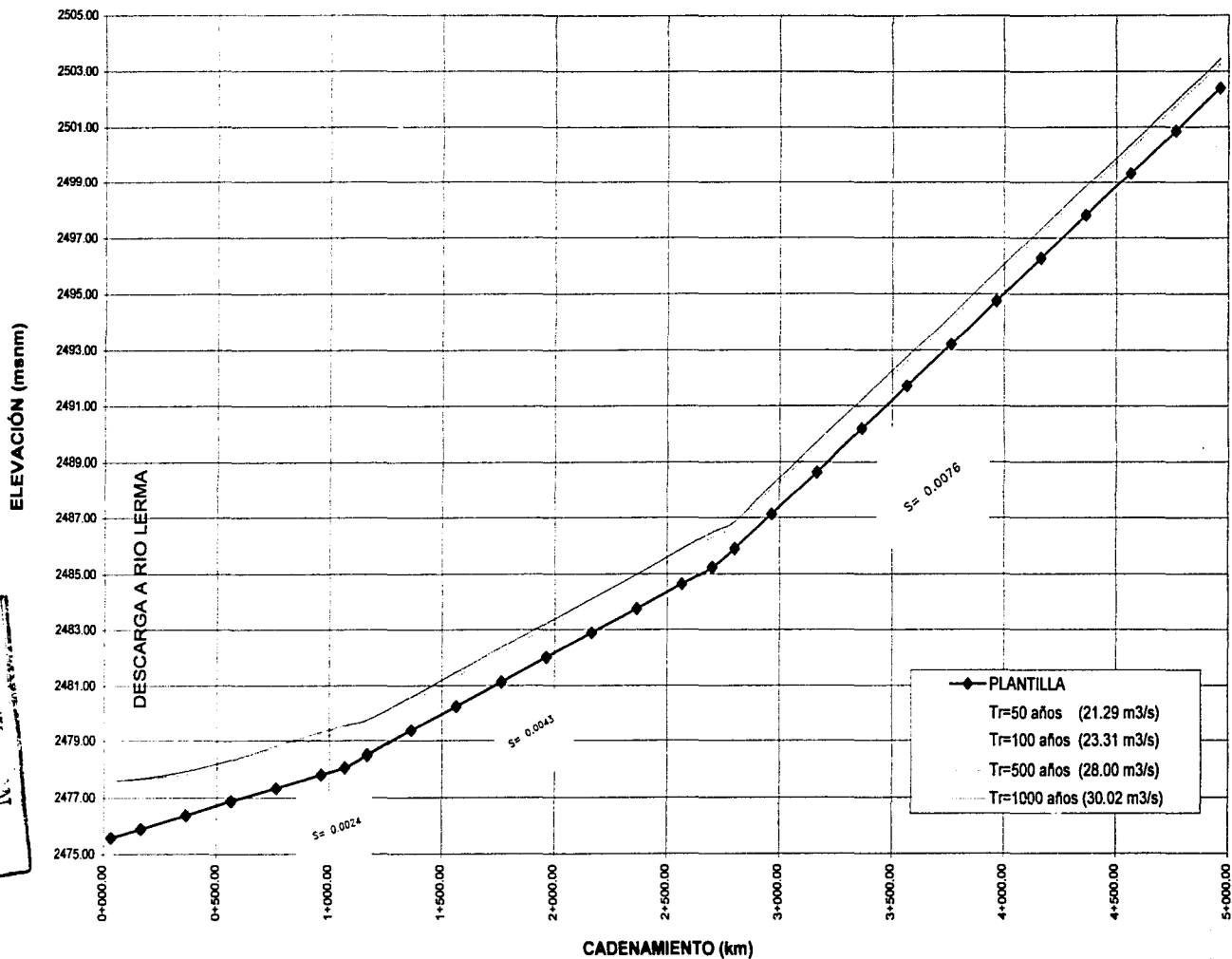


Fig II.4 Perfil del agua para gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 de una sección trapecial con $b = 10$ m y $K = 2$