



**INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL “LIC. ADOLFO LÓPEZ MATEOS”**

“HIDROLOGÍA APLICADA A INGENIERÍA DE RÍOS”

SEMINARIO DE TITULACIÓN PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

Castillo Muñoz Alberto Ezequiel

Córdova Santiago José Damián

Domínguez Bautista Efraín

García Díaz Ana Laura

Gutiérrez Martínez Israel

Gutiérrez Romero Pedro

López Escobar José Alfredo

Marín Rodríguez César

Márquez Jiménez Miguel Ángel

Mata Alonso Arturo

Pozas Sánchez Jorge Alberto

Rodríguez Balleza César

Santos Mateos Enrique

Vega Picos José Luis

Xochicale Pérez Osvaldo

ASESOR: M. en C. Marco Antonio Arias

COORDINADOR: Ing. Raúl Manjarrez Ángeles



A nuestros PADRES, FAMILIARES Y AMIGOS, por el apoyo incondicional y su comprensión brindados para alcanzar nuestros objetivos.

A los PROFESORES, que con entusiasmo y dedicación fueron la guía esencial en nuestra preparación.

AI INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL, por abrigarnos en su seno y ser parte importante de su historia al proporcionarnos las herramientas que nos permitirán ser profesionistas que lleven a la vanguardia a nuestro país, México.

INDICE	INDICE	Pág.
INDICE		IV
INTRODUCCIÓN		2
CAPÍTULO I EL MÉTODO CIENTÍFICO Y SU APLICACIÓN EN LA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS PROFESIONALES. EL SEMINARIO DE TITULACIÓN, SU METODOLÓGÍA Y LA REDACCIÓN CIENTÍFICA - TECNOLÓGICA		3
1.1 El problema tecnológico a resolver, elementos de partida en la aplicación del método científico.		4
1.2 Metodología del seminario. Su organización de trabajo		6
1.3 La redacción, principios básicos, ortografía y los principios de redacción de oraciones.		7
1.4 Tipos básicos de redacción		10
1.5 Reporte de un seminario.		10
CAPÍTULO II GENERALIDADES		13
2.1 Definición de hidrología		14
2.2 Antecedentes históricos		14
2.3 Ciclo hidrológico		15
2.3.1 Regiones hidrológicas de la República Mexicana		18
2.4 Cuenca hidrológica		23
2.4.1 Concepto de cuenca		23
2.4.2 Características fisiográficas de la cuenca		24
2.5 Precipitación		26
2.5.1 Nociones de la hidrometeorología		30
2.5.2 Medición de la precipitación		34
2.5.3 Análisis de los datos de precipitación		39
2.5.4 Deducción de datos faltantes		44
2.5.5 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno		45
2.6 Evaporación		46
2.6.1 Definición		46
2.6.2 Fórmulas empíricas		48
2.6.3 Balances de energía		49
2.7 Infiltración		53
2.7.1 Definición		53
2.7.2 Métodos empíricos		54
2.7.3 Criterio de la capacidad de infiltración media		55
2.7.4 Método de los números de escurrimiento.		57

CAPÍTULO III ESCURRIMIENTO (HIDROGRAMAS)	61
	62
3.1 Definición	63
3.2 Diferentes tipos de escurrimiento	64
3.3 Hidrogramas	65
3.3.1 Hidrograma unitario “común”	67
3.3.2 Hidrograma de una crecida	69
3.4 Elementos y parámetros de los hidrogramas	69
3.4.1 Separación de componentes	70
3.5 Aplicación de los hidrogramas	71
3.5.1 Hidrograma unitario	71
3.6 Análisis de los hidrogramas	74
3.6.1 Separación de las componentes del hidrograma	74
3.6.2 Forma del hidrograma de agua subterránea	75
3.6.3 Métodos más utilizados para la separación de las componentes del hidrograma	77
3.6.4 Determinación de la curva de agotamiento	80
3.6.5 Curva de agotamiento de agua de un acuífero	81
3.7 Aforo de corriente	85
3.7.1 Secciones de control (tirante crítico)	87
3.7.2 Vertedores	87
3.7.2.1 De pared gruesa	90
3.7.2.2 De pared delgada	90
3.7.2.3 Rectangulares	92
3.7.2.4 Triangulares	93
3.7.3 Relación sección-pendiente	93
3.7.4 Relación sección-velocidad	95
3.7.5 Curvas elevaciones-gasto	102
3.7.5.1 Limnímetros	106
3.7.5.2 Limnigrafos	107
3.7.6 Estaciones hidrométricas	108
3.7.7 Otros métodos de aforo	110
CAPÍTULO IV AVENIDAS MÁXIMAS	111
	115
4.1 Relación lluvia-escurrimiento	115
4.2 Métodos empíricos	118
4.2.1 Envoltente de Lowry	121
4.2.2 Envoltente de Creager	123
4.2.3 Fórmula racional	125
4.2.4 Fórmula de Gregory y Arnold	125
4.3 Métodos estadísticos	126
4.3.1 Conceptos de estadística y probabilidad	131
4.3.1.1 Distribución de frecuencia y probabilidad	
4.3.1.2 Parámetros estadísticos	

4.3.1.3 Prueba F y T	134
4.3.2 Método de Gumbel	135
4.3.3 Método de Nash	137
4.3.4 Distribución normal	140
4.3.4.1 Estimación de parámetros	142
4.3.4.2 Intervalos de confianza	142
4.3.5 Distribución lognormal	143
4.3.6 Precipitación máxima probable	149
4.3.7 Límites de aplicación	156
4.3.7.1 Método del error cuadrático mínimo	159
4.3.7.2 Pruebas de bondad del ajuste	159
4.3.7.3 Pruebas Kolmogorov-Smirnov	163
4.3.7.4 Límites de aplicabilidad	165
CAPÍTULO V TRÁNSITO DE AVENIDAS	166
5.1 Tipos de almacenamiento	167
5.2 Estimación del volumen óptimo	169
5.3 Tránsito de avenidas en vasos	174
5.3.1 Método semigráfico	177
5.4 Tránsito de avenidas en cauces	182
5.4.1 Método de Muskingum.	192
CAPÍTULO VI INUNDACIONES	197
6.1 Inundaciones	198
6.2 Métodos empleados en el análisis del fenómeno de inundaciones	204
6.2.1 Modelos físicos	204
6.2.2 Modelos matemáticos	205
6.2.3 Modelos hidrológicos para el tránsito de avenidas.	205
6.3 Llanuras de inundación.	205
6.3.1 Ecuación de continuidad.	208
6.3.2 Tipos de flujo entre drenajes.	209
6.3.3 Flujos de fricción.	209
6.4 Metodología	212
6.4.1 Planteamiento metodológico	212
6.4.2 Condiciones iniciales y de frontera	214
6.5 Aplicación en la cuenca del río Culiacán, estado de Sinaloa.	214
6.5.1 Zona de estudio.	215
6.5.2 Problemática.	215
6.5.3 Tránsito de la avenida.	215
6.5.4 Cálculo de los tirantes normales.	216
6.5.5 Cálculo de la cota de superficie libre de agua.	220
6.5.6 Análisis de resultados.	223
6.5.7 Conclusiones y recomendaciones.	223

CAPÍTULO VII RECTIFICACIÓN DE CAUCES	225
7.1 Introducción.	226
7.2 Recopilación y análisis de la información.	227
7.2.1 Localización del área de estudio.	227
7.2.2 Clima.	229
7.3 Estudios topográficos.	231
7.4 Estudios de geotecnia.	232
7.4.1 Trabajos de campo.	232
7.4.2 Trabajos de laboratorio.	232
7.5 Estudios hidrológicos.	245
7.5.1 Recopilación de datos en estaciones meteorológicas.	246
7.6 Aplicación en la cuenca del río Chico.	252
7.6.1 Cálculo de la población de proyecto.	252
7.6.2 Cálculo de la precipitación máxima probable.	256
7.6.3 Cálculo del gasto para el río Chico por el método de los números de escurrimiento.	269
7.6.4 Cálculo de la sección hidráulica del río Chico.	285
7.6.5 Cálculo de la velocidad de Kennedy.	290
CAPÍTULO VIII BORDOS DE PROTECCIÓN	294
8.1 Introducción.	295
8.2 Recopilación y análisis de la información.	296
8.2.1 Generalidades.	296
8.2.2 Marco físico.	300
8.2.3 Clasificación geodésica de la ciudad.	301
8.3 Estudios topográficos.	305
8.4 Estudios de geotecnia.	306
8.5 Estudios hidrológicos.	314
8.6 Características estables.	315
8.7 Obras de defensa.	320
8.8 Aplicación en la cuenca del río Bobos, estado de Veracruz.	322
8.8.1 Aplicación de los métodos estadísticos	324
ANEXO I INUNDACIONES	360
ANEXO II REPORTE FOTOGRÁFICO RÍO CHICO	379
ANEXO III RÍO BOBOS	385
BIBLIOGRAFÍA	399

INTRODUCCIÓN

Durante su vida sobre la tierra el hombre ha sido testigo, muchas veces sin entenderlo, del desarrollo del ciclo del agua en la naturaleza. La distribución de los climas, la formación de las nubes y su inestabilidad, la producción de las lluvias, la variación de los niveles de los ríos, y el almacenamiento de agua en depósitos superficiales o subterráneos son temas en cuyo estudio se ha venido profundizando a lo largo de los años, conformando una rama de la física que se conoce como Hidrología.

La Hidrología en su definición más simple es la ciencia que estudia la distribución, cuantificación y utilización de los recursos hídricos que están disponibles en el globo terrestre. Estos recursos se distribuyen en la atmósfera, la superficie terrestre y las capas del suelo.

Como ha ocurrido con otras ciencias, a medida que los estudios hidrológicos se fueron desarrollando fue necesario dividir el tema general en una serie de tópicos especializados e interdisciplinarios que se agruparon bajo el nombre de Planeamiento de los Recursos Hidráulicos. En el planeamiento se incluyen como temas principales la Meteorología, la Hidrología Superficial y la Hidrología del Agua Subterránea.

La Meteorología trata de los fenómenos que se desarrollan en la atmósfera y de la relación que existe entre los componentes del sistema solar. La Hidrología Superficial estudia la distribución de las corrientes de agua que riegan la superficie de la tierra y los almacenamientos en depósitos naturales como lagos, lagunas o ciénagas. Por último, en la Hidrología del Agua Subterránea se incluyen los estudios de los almacenamientos subterráneos, o acuíferos, en lo referente a localización, volumen, capacidad de almacenamiento y posibilidad de recarga.

Los aspectos que tienen una relación muy estrecha con los anteriores en la planeación de proyectos de ingeniería son Geografía Física y Económica, Hidráulica Fluvial, Hidráulica Marítima, Hidrogeología, Geotecnia, Estadística, Teoría de Probabilidades, e Ingeniería de Sistemas.

La Hidrología Básica estudia los conceptos físicos del ciclo hidrológico, los métodos de recolección de información hidrológica y los procedimientos clásicos de procesamiento de datos estadísticos. Las técnicas que permiten la utilización de los recursos hidráulicos en proyectos de Ingeniería pertenecen al campo de la Hidrología aplicada.

OBJETIVO

El ingeniero que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidrológicas debe ser capaz de resolver numerosos problemas relacionados con el análisis hidrológico cuantitativo, principalmente para la selección del evento de diseño.

Es por ello que el objetivo de la hidrología es la determinación de esos eventos, necesarios para el diseño de proyectos hidrológicos en general. La presente responde a la necesidad existente de una recopilación de información para material de consulta y el principal objetivo de este estudio es la de dar a conocer métodos para la obtención de volúmenes de escurrimiento, aforo de corrientes, gastos máximos de diseño y parámetros hidrológicos para el diseño de vasos y el tránsito de avenidas en cauces.

CAPÍTULO I

1.1 EL PROBLEMA TECNOLÓGICO A RESOLVER, ELEMENTO DE PARTIDA EN LA APLICACIÓN DEL MÉTODO CIENTÍFICO¹.

El clima es consecuencia del vínculo entre la atmósfera, los océanos, las capas de hielo (criosfera), los órganos vivientes (biosfera) y los suelos, sedimentos y rocas (geosfera).

Actualmente existe un fuerte consenso científico de que el clima global se verá alterado significativamente, en este siglo, como resultado del aumento de concentraciones de gases invernadero tales como el dióxido de carbono, metano, óxidos nitrosos y clorofluorocarbonos.

Estos gases están atrapados en una porción creciente de radiación infrarroja terrestre y se espera que harán aumentar la temperatura del planeta entre 1.5 y 4.5 °C. Como respuesta a esto se estima que los patrones de precipitación global, también se alteren. Aunque existe un acuerdo general sobre estas conclusiones, hay una gran incertidumbre con respecto a las magnitudes y las tasas de estos cambios a escalas regionales.

A medida de que el planeta se calienta, los cascos polares se derriten. Además el calor del sol cuando llega a los polos, es reflejado de nuevo hacia el espacio. Al derretirse los casquetes polares, menos será la cantidad de calor que se refleje lo que dará que la tierra se caliente aun más. El calentamiento global también ocasionara que se evapore mas agua de los océanos. El vapor de agua actúa como un gas invernadero. Así pues habrá un mayor calentamiento. Esto contribuye al llamado “efecto amplificador”.

Nuestro planeta se esta calentando. Los últimos 10 años han sido los más calurosos desde que se llevan registros y los científicos anuncian que en el futuro serán aun más calientes. La mayoría de los expertos están de acuerdo que los humanos ejercen un impacto directo sobre este proceso de calentamiento, generalmente conocido como el “efecto invernadero”.

El efecto invernadero es una condición natural de la atmósfera de la tierra. Algunos gases, tales como los vapores de agua, el dióxido de carbono (CO₂) y el metano son llamados gases invernadero, pues ellos atrapan el calor del sol en las capas inferiores de la atmósfera. Sin ellos, nuestro planeta se congelaría y nada podría sobrevivir sin él.

Aún así, hay una considerable incertidumbre con respecto a las implicaciones del cambio climático global y las respuestas de los ecosistemas, que a su vez, pueden traducirse en desequilibrios económicos. Este tema será de vital importancia en países que dependen fuertemente de recursos naturales.

La mayor precipitación presente, es determinar cuanto se entibiará la tierra en un futuro cercano.

Con respecto al impacto directo sobre seres humanos, se puede incluir la expansión del área de enfermedades infecciosas tropicales, inundaciones de terrenos costeros y ciudades, tormentas más intensas, la extinción de incontables especies de plantas y animales, fracasos en cultivos en áreas vulnerables, aumento de sequía, etc.

¹ Método de estudio sistemático de la naturaleza que incluye las técnicas de observación, reglas para el razonamiento y la predicción.

Cada año inundaciones producen mayores desastres porque el hombre deteriora progresivamente las cuencas y los cauces de los ríos y quebradas, deposita en ella basura, tapona drenajes naturales limitando las ciénagas, aumenta la erosión con talas y quemas, y habita u ocupa lugares propensos a inundaciones.

La cantidad de agua que llueve cada año es aproximadamente igual, pero por razones antes expuestas los daños que produce son cada vez mayores.

La suma de los perjuicios causados anualmente por las inundaciones la convierte en una de las calamidades que producen mas perdidas y deterioro social.

Las crecientes son eventos extraordinarios que se presentan en los cauces de las corrientes naturales durante las cuales las magnitudes de los caudales con creces los valores medios que son normalmente en dichas comentes.

La predicción de la magnitud de la creciente para el diseño de obras hidráulicas ha sido siempre motivo de controversia debido a que los métodos que analizan crecientes deben realizar una proyección hacia el futuro, aplicando teoría de probabilidades, con un alto grado de incertidumbre.

Son muy pocos los cuales es posible solucionar los problemas de inundaciones de forma permanente. Algunas de las razones más importantes que no permiten la solución son el costo de las obras, los conflictos socioeconómicos de las regiones que conllevan intereses en el uso de la tierra y la escasa factibilidad económica de este tipo de proyectos.

El elemento de partida dentro de la investigación es buscar el motivo por el cual se presenta el problema y posteriormente dar una posible solución, esto también se conoce como hipótesis, la hipótesis deberá estar basada en el conocimiento científico al igual que las técnicas empleadas en el fenómeno, las técnicas pueden variar de acuerdo a los experimentos, buscando realizarlos en condiciones más diversas y siguiendo el método científico.

La definición más simple y entendible del método científico es la que lo determina como un conjunto de reglas que señalan el procedimiento de una investigación aplicando un método y partiendo de una base.

El método científico consiste en observar aquellos hechos que permitan al observador descubrir las leyes generales que lo rigen. La observación y la deducción de una ley son los pasos fundamentales del método, y cada uno de ellos esta sujeto a un afinamiento indefinido.

Una de las finalidades del trabajo científico es obtener resultados válidos que merezcan la confianza de la comunidad de especialistas, por eso siempre debe darse el proceso de investigación con el mayor rigor, y en base a reglas, como los que proponen Eigelberner y que son:

- Analiza el problema para determinar lo que se quiere, formando la hipótesis de trabajo para dar forma y dirección al problema que se esta investigando.
- Coleccionar hechos pertinentes
- Clasificar y tabular datos para encontrar similitudes, secuencias y correlaciones.
- Formular conclusiones por medio de procesos lógicos de inferencia y razonamientos.
- Probar y verificar las condiciones.

Por su parte Mario Bunge² propone los siguientes pasos para la aplicación del método científico:

- Enunciar preguntas bien fundadas y verosímilmente fecundas.
- Arbitrar conjeturas, fundadas y contrastables con la experiencia, para contestar las preguntas.
- Derivar consecuencias lógicas de las conjeturas.
- Arbitrar técnicas para someter las conjeturas a contrastación
- Someter a su vez a contrastación estas técnicas para comprobar su relevancia y la fe que merecen.
- Llevar a cabo la contrastación e interpretar sus resultados.
- Estimar la pretensión de verdad de las conjeturas y la fidelidad de las técnicas.
- Determinar los dominios en los cuales valen las conjeturas y las técnicas y formular los nuevos problemas originados por la investigación.

1.2 METODOLOGÍA DEL SEMINARIO Y SU ORGANIZACIÓN DE TRABAJO.

La metodología que se utilizó en este seminario fue mediante exposiciones por parte de los catedráticos, y por parte de los egresados, de igual manera los temas fueron distribuidos en equipos de tres personas para la parte teórica y en equipos de cinco personas para la realización de los proyectos.

Para la realización de este trabajo nos apoyamos en fuentes como:

Libros de texto
Paginas de Internet
Tesis

Todos estos con referencia y aplicados a la Ingeniería Hidráulica.

La ingeniería ante todo es una actividad creativa ya que estamos rodeados por una gran cantidad de ejemplos de ingeniería, es decir; todo o que observamos desde que nos levantamos es producto de esta creatividad. La casa, el edificio, en que vivimos fue construido con materiales que conjugaron el proceso que llamamos INGENIERIA, tales como concreto, tabiques, acero estructural, acabados, etc.

El agua que utilizamos en nuestra vida diaria y el cual aceptamos como una comodidad dentro de nuestra cotidianidad es también una muestra de la ingeniería. Los medios que empleamos para transportarnos a la escuela o al trabajo son una muestra mas de la ingeniería, así como lo que es también la electricidad que nos proporciona la luz o que hace posible el esparcimiento por medio de la radio, televisión o cine. La ingeniería es probablemente una de las profesiones más antiguas.

Los egipcios, romanos y los mayas desarrollaron actividades de ingeniería para poder darles a esas civilizaciones el impulso que hoy admiramos. La definición de esta profesión ha venido modificándose a través del tiempo, es decir; que a medida que las necesidades del mundo han cambiado, así la definición que se daba en el siglo XVII probablemente el mismo significado en la actualidad.

² Filósofo y físico argentino. revisó el concepto tradicional del método científico, empleando las herramientas de la lógica formal, y destacó el valor de la relación entre teoría y experiencia.

La investigación

En este campo los pasantes colaboran estrechamente con lo Científico. La investigación consiste en buscar métodos, sistemas, datos de aplicación o procedimientos nuevos para utilizar los recursos del conocimiento y poder continuar la investigación.

Desarrollo del producto

Este procedimiento consiste en ver cual es la aplicación practica de algún producto, método o sistema que se investigó en la etapa previa para poder ser aplicado en los casos encontrados del proyecto según datos obtenidos.

Proyectos.

Consiste en aplicar una metodología racional para encontrar una solución detallada a algunas necesidades establecida en el estudio inicial y poder continuarlas en estudio con mayor detalle uniendo los elementos de estructura necesarios para poder describirlo primordial de éste, apoyándose en ilustraciones, gráficas, modelos, etc.

Conciencia Profesional

El trabajo que realiza un ingeniero consiste en rendir un servicio a un cliente, si trabaja para una dependencia de gobierno su función consistirá en servir a jefes y por medio de ellos al público en general.

Frente a todos ellos el ingeniero debe de mantener su personalidad profesional para poder servir mejor. Fundamentalmente, deberá ser siempre recto en sus tratos con el personal al que dirige y con las personas a las que presta su servicio. Debe ser responsable de su trabajo y conocer sus capacidades para no prometer algo que no pueda cumplir.

Habilidades para Resolver problemas.

Las habilidades para resolver problemas la constituyen dos elementos esenciales.

Una, es la preparación académica del ingeniero ya que por medio de esta adquiere los útiles o sus instrumentos de trabajo.

Dos, es la inventiva que el ingeniero tiene y que agregado a su preparación técnica, le permitirá encontrar soluciones a problemas con mayor rapidez o con menor costo, para así proporcionar un mejor servicio.

1.3 LA REDACCIÓN, PRINCIPIOS BÁSICOS, ORTOGRAFÍA Y LOS PRINCIPIOS DE REDACCIÓN DE ORACIONES.

Una buena redacción es el resultado, por una parte del conocimiento de la lengua y por la otra de la práctica. Los principios básicos de la redacción son: observar cuidadosamente, ordenar nuestros pensamientos y expresarlos por escrito.

Una descripción somera de los pasos primordiales para la redacción son:



- a) La planeación de la redacción
- b) La importancia que el tema pueda tener en los miembros de la comunidad profesional a la que los autores pertenecen.
- c) El tipo de información que puede tener la comunicación: trabajos de investigación, descripción de casos clínicos, de artículos de actualización, editoriales, cartas al editor, descripción de métodos y/o instrumentos y redacción de artículos diversos.

La lectura, es sin duda alguna, otro de los caminos para llegar a la escritura. Contribuye a enriquecer nuestro vocabulario y nuestra visión del mundo y a esclarecer nuestras ideas, a conformar nuestro pensamiento; nos familiariza, además, con formas gramaticales y léxicas propias de nuestro idioma.

No podemos ignorar que todas las actividades humanas, todas las ciencias y disciplinas siguen un orden establecido, están apoyadas en normas, esto es; están reglamentadas. El lenguaje no es una excepción. A la formulación de un enunciado seguimos un conjunto de reglas que todos los habitantes conocemos y compartimos. A la existencia de estas reglas se debe, precisamente, el que todos los miembros de una comunidad puedan utilizar la misma lengua y cuando lo hacen, se comprenden unos a otros.

La ortografía se ocupa de establecer la manera correcta de usar los signos de escritura (letras, signos de puntuación, acento, etc.) en alguna lengua determinada. Etimológicamente se deriva de las vocales griegas orthos = recto y graphia = escritura.

Es una disciplina que da una importancia mayor a la norma, es decir, a lo que convencionalmente se considera correcto o incorrecto. No es sin embargo, la ortografía una disciplina totalmente independiente, ya que para dominarla en todas y cada una de sus facetas se necesitan ciertos conocimientos de gramática y prosodia. En la escritura de términos con referencia fonética se tiende a representar lo que sería el lenguaje oral.

Además de mostrar la correcta realidad tecnológica del mensaje, la ortografía tiene múltiple variedad de usos y denotaciones. Entre otras muchas, una de las más importantes, es mostrar, a través de la acentuación gráfica, la entonación de las distintas palabras, y a partir de ésta, los distintos matices, del significado de la oración. El contexto del mensaje puede cambiar considerablemente con la simple ayuda de la ligera variación ortográfica que representa una tilde, que puede transformarse en interrogativo o exclamativo.

Así la acentuación gráfica permite aclarar buena parte del significado total del mensaje, algunas otras normas ortográficas encuentran su principal misión en la diferenciación de aquellos homónimos o palabras que poseen la misma pronunciación y/o idéntica forma escrita que otra, aunque se refieren a significados distintos, a veces el completo seguimiento de las normas ortográficas sirve para mantener sonidos que, en la aplicación práctica del lenguaje, han desaparecido a lo largo de los siglos y cuyos matices distintos permanecen ocultos.

Lo anteriormente citado da idea de la evidente necesidad de disponer de una serie de criterios contrastados que permitan regular y mantener dentro de unas determinadas pautas la ortografía de una lengua.

Resulta obvio que tales criterios ortográficos han de ser de aplicación eminentemente práctica, en tanto que su utilidad y aprovechamiento han de verse reflejados en la corrección de la escritura.

Así en una oración simple que consta de sujeto y predicado, además de ser independiente, esto es, no forma parte de ninguna otra oración. Las palabras que ella la integran, de acuerdo a su función, pueden clasificarse en núcleos, modificadores y nexos.

Núcleos: palabras principales, centrales. Es sustantivo es el núcleo del sujeto; el verbo, del predicado.

Modificadores: dependen de los núcleos a los cuales complementan. El adjetivo y el artículo modifican al sustantivo, el adverbio al verbo.

Nexos palabras que sirven para unir, enlazar dos palabras, las conjunciones, los pronombres relativos y algunos adverbios.

En el caso de oraciones complejas, compuestas por dos oraciones: una de ellas es la oración principal y las otras pueden ser sustantivas, adjetivas o adverbiales, de acuerdo a la función que desempeñen dentro de la oración principal.

Un párrafo contiene una idea central la cual se añaden otras de carácter secundario, debidamente distribuidas y ordenada, con el objeto de que resulte coherente y claro.

Son características principales de un párrafo:

- La presencia de una idea central alrededor de la cual se construyen ideas secundarias. El desarrollo de una idea central alrededor de la cual se construyen ideas secundarias.
- El ordenamiento interno que debe existir entre la idea central y el resto de las ideas que componen el párrafo.
- La selección de vocabulario preciso, correcto y claro.

Como hemos visto la lengua escrita esta regida por reglas gramaticales, tanto sintácticas. No obstante, además de las reglas oficiales que establecen las academias, existe un conjunto de posibilidades de uso del lenguaje y de sus signos que pueden ser establecidos por quien escribe, ya sea una persona a título individual o a uno colectivo, definiendo así a un estilo propio de redacción.

El establecimiento de estas reglas es especialmente útil cuando se publican textos que han sido escritos por diversas personas y, a pesar de ello, se quiere mantener cierta homogeneidad para facilitar la comprensión a los lectores.

Con el fin de alcanzar eficacia comunicativa, un texto debe redactarse de forma clara, sencilla pero no coloquial y sin ambigüedades.

Conviene huir de las construcciones recargadas y buscar siempre soluciones simples y fácilmente comprensibles. Además un texto ha de estar bien estructurado dividido en apartados que faciliten su comprensión, y cada apartado, si procede, puede subdividirse. La redacción de esta tesis, la hemos expresado en tercera persona, ya que representa un trabajo grupal a la cual todo el grupo ha contribuido a la formación del texto.

1.4 TIPOS BÁSICOS DE REDACCIÓN.

Los principales tipos básicos de redacción son los siguientes:



- RESUMEN
- MONOGRAFÍA
- DESCRIPCIÓN
- ENSAYO

RESUMEN.- Un resumen es la presentación abreviada y precisa del contenido de un documento, sin interpretación crítica y sin distinción del autor del análisis. Se estima que un resumen no debe contener mas de 250 palabra, independientemente de la extensión del documento. Las funciones principales de un documento son: determinar el interés del documento de una forma rápida, ayudar a la selección de la información, y difundir la información.

Exposición abreviada, exacta, exhaustiva y objetiva de un texto más extenso. Es una técnica de estudio que permite repasar rápidamente un tema. Para hacer un buen resumen es conveniente recordar lo siguiente: a) redactar personalmente, sin copiar fragmentos del texto; b) anotar todo lo esencial y nada más; c) relacionar las ideas en si empleando los nexos adecuados; d) cuidar la presentación para que sea fácilmente legible.

MONOGRAFÍA

Tratado sobre un tema completo, generalmente parte de otro mas general.

DESCRIPCIÓN

Explicación de los detalles específicos de un proyecto, servicio u oferta.

NARRACIÓN

Texto que relata unos sucesos que viven unos personajes y se desarrollan en un tiempo y en un espacio determinado.

ENSAYO

Subgénero literario habitualmente encuadrado dentro del género didáctico consistente en la defensa de un punto de vista personal sobre un tema casi siempre humanístico, filosófico, político, social, cultural, etc.

1.5 REPORTE DE UN SEMINARIO

La estructura al entregar un seminario debe ser:

- Título.- deberá tener un titulo que lo diferencie de los demás.

Ejemplo:

“Reporte de la participación A.V.E.S. en el seminario sobre las Asociaciones Binacionales realizado el pasado 23 de Noviembre de 1998 en la casa Amarilla, en Caracas Venezuela y actividades conexas realizadas durante la semana”.

- Nombre de los expositores y fecha de inicio.

- Introducción.

Ejemplo:

“Este informe esta dirigido en primera instancia a los directivos y miembros de la Asociación y al Embajador de Venezuela en Suiza, Dr. Alberto Guinand Baldó, como coparticipantes en este proceso de vinculación y formalización de la gestión de A.V.E.S. ante Venezuela y sus instituciones. El mismo formará parte de un reporte mayor de la coordinadora de las asociaciones Binacionales Venezolano - Europeas”.

- Preámbulos.

Ejemplo:

El Seminario sobre las Asociaciones Binacionales Venezolano – Europeas, el cual tuvo como nombre “Seminario de Trabajo: papel de las Asociaciones Binacionales como apoyo a las misiones Diplomáticas”, fue producto del seminario realizado el 24 de octubre pasado en Ginebra Suiza, organizado por A.V.E.S. y al cual se invitaron todas las asociaciones que hacen vida a Europa y que tienen un trabajo vinculado a Venezuela. A raíz de una proposición hecha por el embajador de Venezuela ante Francia y la UNESCO, Dr. Francisco Kerdel Vegas, y apoyado por el embajador Albert Guinand Baldo, se formuló una solicitud al Ministerio de Relaciones Exteriores (MRE) para realizar este seminario en Caracas.

- Objetivos

“El seminario fue instalado por el embajador Carlos Bivero, Director General del MRE y con la presencia del Ministro de Educación. Se desarrolló según el programa que se anexa.

Tuvo como objetivos:

- Presentar con la participación de las Asociaciones, los mecanismos más apropiados para garantizar el contacto regular y fluido de las asociaciones con las misiones diplomáticas y con las instituciones en Venezuela.
- Buscar definir las tareas comunes a todas las asociaciones, guardando las particularidades de cada una.
- Estudiar el establecimiento de pautas claras para el desarrollo de actividades concretas, dinámicas y óptimas para Venezuela.
- Desarrollo.- En este punto se podrán introducir los trabajos realizados a lo largo del mismo, así como las diferentes actividades realizadas.
- Resultados.- Aquellos en el mismo, así como gráficas, fotografías y/o materiales que ayuden a una mejor comprensión del mismo.

INSTRUCCIONES PARA LA CONFECCIÓN DE UN SEMINARIO DE CURSO.

- Los trabajos deberán ser escritos en tercera persona y mecanografiados a doble espacio.

- En el texto solo deben subrayarse o resaltarse con otro tipo de letra los nombres científicos correspondientes a géneros, subgéneros, especies y subespecies.
- En los nombres científicos de las especies que se citen, se indicará al menos una vez, nombre del autor.

Con relación al texto, se recomienda seguir el siguiente esquema (similar al de una Publicación Científica):

- Título (breve y concreto).
- Autores (nombre y primer apellido de cada uno).
- Resumen (no exceder de 250 palabras).
- Abstract (traducción de resumen al inglés).
- Introducción (antecedentes, problema, hipótesis y objetivos).
- Materiales y métodos
- Resultados
- Discusión
- Conclusiones
- Referencias Bibliográficas (solo lo citado en el texto).
- Los mapas, gráficos, dibujos y fotografías se denominan figuras y se numerarán con sus caracteres arábigos. Las figuras podrán ser hechas con tinta en papel diamante o blanco, o usando periféricos computacionales. Sus leyendas se indicarán al pie de cada figura.
- Las figuras deberán incluirse correlativamente y la referencia bibliográfica.
- Las tablas deberán numerarse utilizando caracteres romanos y serán incluidas a continuación de las figuras. Se debe evitar la presentación de los mismos datos en tablas y figuras (repetición de resultados).

CAPÍTULO II

2.1 DEFINICIÓN DE HIDROLOGÍA

La **Hidrología** es la ciencia de la naturaleza que estudia el agua dentro del planeta Tierra, tanto en los aspectos de ocurrencia como acumulación y circulación desde el punto de vista cualitativo, cuantitativo y estadístico.

La **hidrosfera** es donde tiene lugar el ciclo hidrológico y se localiza entre los 15 Km. por encima de la superficie terrestre y 1 Km. por debajo.

La Hidrología contiene además de una parte cualitativa próxima a la Geografía, una parte cuantitativa relacionada con otras ciencias como la Física de la Atmósfera y la Meteorología que intervienen en la formación de nubes y en la precipitación. La Geología y mejor la Hidrogeología se utiliza al estudiar las aguas subterráneas. La Hidráulica es necesaria para el estudio del movimiento del agua. La Química se utiliza en lo relacionado con la composición y calidad de las aguas. La Agronomía y la Edafología permiten el conocimiento de las relaciones entre la capa vegetal y el agua.

La Estadística proporciona el soporte matemático que permite el estudio de la distribución de los fenómenos hidrológicos que son esencialmente estocásticos.

2.2 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

La Hidrología como ciencia moderna se inicia en el siglo XIX con el desarrollo de la Física, con la aceptación del concepto de ciclo hidrológico y con la iniciación de medidas de precipitación y caudales. Pero desde la antigüedad existen referencias a medidas de caudales, debido a que los desarrollos de las grandes culturas fueron consecuencia de las actividades agrícolas próximas a grandes ríos. Existieron sistemas de regadíos en Egipto, China y Mesopotamia.

Para los griegos, asentados en una región montañosa predominantemente calcárea, sin ríos de gran importancia y donde la existencia de grutas es abundante se crea una teoría basada en el ascenso del agua del océano hasta las cavernas, de donde surgían las fuentes y que la sal era perdida en este ascenso. Los fenómenos de lluvia eran asociados a la Mitología.

Los Romanos mantienen estas mismas creencias que aún perduran a lo largo de la Edad Media. Es necesario llegar al Renacimiento para que se propongan nuevas teorías.

En el siglo XV, Leonardo da Vinci introduce la idea de la evaporación y la condensación. Unos años después Bernard Palissy propone ya con claridad el concepto de ciclo hidrológico.

En el siglo XVII Perrault, Mariotte y Halley avanzan dentro del concepto de ciclo hidrológico en los aspectos de escorrentía y evaporación. Por ejemplo Halley cuantifica la evaporación mundial y comprueba que es suficiente para cubrir todos los cursos de agua.

Durante los siglos XVIII y XIX los avances de la Hidráulica, Pitot, Bernouilli, Chezy, Venturi, etc.; hacen avanzar la Hidrología que por otra parte es empujada por las necesidades producidas por el desarrollo de las obras hidráulicas.

En la segunda mitad del siglo XIX, se generaliza la medida de precipitaciones y caudales. La

formulación de Darcy para el movimiento del agua en medios porosos impulsa el desarrollo de la Hidrogeología y de la Hidrología.

El siglo XX se inicia con el deseo de que la Hidrología aporte datos para la predicción de escurrimientos. Durante el primer tercio del siglo XX todos estos temas se abordan con formatos empíricos de escaso rigor, pero es a partir de los años 30 cuando se desarrollan teorías cuantitativas basadas en métodos estadísticos.

Es de enunciar La Teoría del Hidrograma Unitario de Sherman, Wienar (1948) que desarrolla el análisis estadístico de series temporales, Gumbel (1958) distribución de máximas, etc. Durante los años 60 la aparición de los ordenadores electrónicos permite mucha amplitud a los cálculos (gran volumen de seguridad), lo que ha permitido el desarrollo de modelos matemáticos.

2.3 CICLO HIDROLÓGICO

El agua en la naturaleza está en movimiento constante describiendo un circuito cerrado que se denomina **ciclo hidrológico**.

La **radiación solar** es la fuente de energía que mantiene en movimiento este ciclo. La radiación solar produce la **evaporación** del agua existente en las masas oceánicas así como en ríos, lagos y embalses. Otra parte de evaporación procede del propio suelo y de las masas vegetales, denominada **evapotranspiración**.

Por procesos atmosféricos (básicamente enfriamiento) el vapor de agua atmosférico se condensa y puede precipitarse en forma de lluvia, bien sobre el océano o bien sobre la superficie emergida de la tierra.

De la precipitación que afecta a las áreas no marinas una parte se evapora directamente, otra se retiene en la tierra pudiendo pasar a zonas internas (aguas subterráneas). La parte no retenida se denomina **escorrentía** y es la que produce las corrientes hidráulicas (ríos) que al alcanzar el mar cierran el ciclo hidrológico.

En el caso más general el agua puede ser almacenada en:

1. Atmósfera (generalmente como vapor).
2. Lagos, ríos y embalses (agua dulce).
3. Océanos (agua salada).
4. Acuíferos (aguas subterráneas).
5. Suelo.
6. Vegetación.
7. Nieve y hielo.

La **transferencia de agua** entre cada uno de los elementos de almacenamiento anteriormente



indicados, se denomina:

1. **Precipitación.** Paso del agua (lluvia, nieve...) desde la atmósfera a la superficie.
2. **Evaporación.** Paso del agua desde la superficie terrestre a la atmósfera.
3. **Evapotranspiración.** Evaporación en los vegetales.
4. **Infiltración y exfiltración.** Paso del agua entre la superficie y las capas mas profundas.
5. **Deshielo.** Paso del agua de fase sólida a líquida
6. **Sublimación.** Paso de fase sólida a vapor.
7. **Flujo.** En ambos sentidos entre acuíferos y masas de agua (océanos, ríos...).

Balance hidrológico

El **balance hidrológico** es la aplicación de la conservación de la masa de agua existente en nuestro planeta y en su total incluida toda el agua existente (océanos, ríos, subterráneas, etc.), pero en hidrología este balance se limita a las fases no gaseosas correspondientes a una zona concreta y a un período de tiempo determinado.

La zona física considerada habitualmente es la **cuenca hidrográfica**, es decir, aquella que no tiene aportaciones superficiales ni subterráneas de otras áreas. O lo que es lo mismo, es aquella superficie en la cual todas las aguas fluyentes, tanto superficiales como subterráneas, llegan a desembocar en un mismo punto.

El período de tiempo es normalmente un año, el denominado **año hidrológico** que comienza el 1 de Octubre y finaliza el 30 de Septiembre.

Como en todo sistema aislado $E - S = V$, donde E son las entradas, S son las salidas y V es la variación de volumen. Según esta última ecuación se tiene que $E = P - Q$, donde P es la precipitación y Q es la escorrentía¹.

Denominándose **déficit de escorrentía** a la diferencia entre los volúmenes de precipitación y el volumen de escorrentía.

Es habitual plantear este déficit como el cociente entre la escorrentía y la precipitación total, denominado **coeficiente de escorrentía: = Q / P**.

La **precipitación media terrestre** es del orden de 800 mm y la escorrentía es de 315 mm (muy irregularmente distribuida).

Inventario mundial del agua

¹Conjunto de las aguas que se desplaza por la superficie terrestre gracias a la fuerza de la gravedad.

El agua es un elemento abundante en la naturaleza, pero su mayor parte, del orden del 97%, se encuentra concentrada en los océanos. La **distribución** es la siguiente:

1. Océanos: 96,5%.
2. Hielo en los polos: 1,7%.
3. Aguas subterráneas: 1,7%.
4. Aguas superficiales: 0,1 %.

El agua subterránea

Del cuadro anterior se puede afirmar que el 95% del agua potable disponible está en este momento en el planeta como agua subterránea, correspondiendo el 5 % restante a lagos, embalses y ríos.

Existen tres factores fundamentales para cuantificar el volumen de las aguas subterráneas:

- 1. Volumen total de un acuífero.** Es el volumen o capacidad que tiene un acuífero.
- 2. Recarga anual de un acuífero.** Es el volumen de agua que entra en el acuífero en el año hidrológico.
- 3. Recarga sostenible.** Es el volumen que podría ser utilizada, el cual no debe sobrepasar la cantidad de agua que entra en el acuífero (referida a un año hidrológico).

Demanda mundial de agua y desarrollo de la utilización de los recursos de agua subterránea

La demanda actual de agua supera los 4.000 Km³/año y es creciente en el orden de 150 Km³/año, debido al aumento de la población, así como al crecimiento de la demanda por el desarrollo de regadíos e industrias y el incremento del bienestar social.

Este aumento de la demanda ha de ser satisfecho bien con el aumento de la utilización de recursos superficiales o subterráneos, o bien con la reutilización del agua.

El incremento en la utilización de las aguas superficiales obliga a la construcción de más embalses.

Con relación al desarrollo de la utilización de los recursos subterráneos, éste es distinto según la climatología de la zona. Así, en zonas templadas con niveles medios de escorrentía, la relación entre aguas superficiales y subterráneas es muy alta afectándose mutuamente en su aprovechamiento, por ello se está tendiendo a una planificación conjunta de embalses superficiales y subterráneos para la regulación de caudales a utilizar.

En zonas áridas las aguas subterráneas son mucho más importantes ya que al no existir escorrentía, prácticamente toda la precipitación se evapora o recarga los acuíferos.

2.3.1 REGIONES HIDROLÓGICAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Los ríos mexicanos, en síntesis ofrecen estas características: son de origen pluvial, jóvenes, torrenciales y de escaso caudal; no forman importantes sistemas fluviales ni son propiamente navegables, pero todos en conjunto y por separado son muy útiles y lo serán más, en la medida que el esfuerzo común y tesonero del hombre los represe y canalice.

Las principales cuencas fluviales

A). Cuenca del océano atlántico

Los ríos de la vertiente del océano atlántico desembocan en el Golfo de México o en el mar de las Antillas

El Golfo de México capta las aguas de numerosas cuencas, entre las que destacan las de los ríos citados.

La cuenca del río bravo: El río Bravo que nace en las montañas Rocosas de los Estados Unidos de América, sirve de límite internacional entre ese país y el nuestro, desde Ciudad Juárez hasta su desembocadura en el Golfo de México, al norte de Tamaulipas

Su cuenca en el lado Mexicano se ensancha al captar otras corrientes, entre las que figuran las de sus principales afluentes, que son los ríos Conchos, Salado y San Juan. El área de esta cuenca, que alcanza una extensión 188,000km² y se localiza en un clima seco estepario.

La margen derecha del río Bravo cuenta con varias ciudades, entre las que figuran como principales, Ciudad Juárez, y Ojinaga, en Chihuahua; Piedras Negras, en Coahuila; Nuevo Laredo, Ciudad Guerrero, Camargo, Reynosa y Matamoros, en Tamaulipas.

La cuenca del río Bravo, en los últimos años debido al esfuerzo común de sus habitantes y al gobierno federal se ha aprovechado cada vez en mayor amplitud al instalarse almacenamientos de agua en grades presas como la de Falcón. Que abastece importante distrito de riego. Entre los distritos de riego establecidos en la cuenca del río Bravo, en Tamaulipas.

Otros distritos de riego, en esa cuenca, son: el Delicias, Chihuahua. Situado en la parte lateral del río Conchos; el Don Martín y las Lajas, ubicados, respectivamente, en los ríos Salado y San Juan dentro de estado de Nuevo León.

La cuenca del río conchos: El río Conchos, tributario del río Bravo, nace en sierra taramara y se encuentra en el noroeste de Chihuahua. Se halla dentro de Delicias, el cual está alimentado, principalmente por las presas de Ojo Caliente y San Pedro.

La cuenca del río soto marina: La cuenca de esta corriente se extiende por el centro de Tamaulipas, esta formada por la concurrencia de varios afluentes y alcanza un área de 22,500km². Esta cuenca se halla influida por un clima templado lluvioso, con escasas lluvias todo el año

La cuenca del río Pánuco: Esta cuenca es una de las más importantes del país, no tanto por su amplitud, que abarca un área de 75,000km² (igual a la extensión conjunta de Holanda y Dinamarca juntas), sino porque el río Panuco tiene un origen artificial, producto de la necesidad y el talento del

hombre. El río Panuco nace en la misma fuente que daba lugar al nacimiento al río Lerma, en Almoloya del río, Estado de México; de allí por medio de costosas obras de ingeniería, llega entubado a la ciudad de México y, después de alimentar a la gran urbe; sale por las alcantarillas al gran canal del desagüe, de donde pasa al canal de Tequisquiac y luego al Tajo de Nochistongo, en ese trayecto recibe algunos arroyos, formando más tarde el río Tula, continúa hacia el noreste cambiando su nombre por el del río Moctezuma, que de tras de recibir numerosos afluentes pasa a denominarse río Panuco, y ya en los límites de Veracruz y San Luis Potosí.

El Pánuco, en parte sirve de límite natural entre Tamaulipas y Veracruz, luego de recibir nuevos y caudalosos afluentes llega al Golfo de México, de donde desemboca cargado de materiales que al acumularse forman una barra.

Esta barra de Pánuco, en Tampico debido a que está sujeta a su intenso y costoso dragado, no constituye un obstáculo para la navegación y permite el acceso de barcos en algunos kilómetros de aguas de arriba del río.

La cuenca de río Pánuco esta formada por numerosos ríos que se unen desde el Distrito Federal hasta su desembocadura .

La cuenca del río Pánuco, en su mayor parte, se ubica dentro del clima templado y lluvioso, y en su menor porción al este de la Sierra Madre Oriental, dentro del clima tropical lluvioso.

La cuenca del río tuxpan: La cuenca del río Tuxpan como las cuencas que se encuentran al sur de es decir, a las que pertenecen a los de los ríos Cazones, Tecolutla, Nautla, Jamapa y Blanco se localiza en el estado de Veracruz; se caracteriza por su angostura y su corta longitud, debido a la relativa proximidad de la Sierra Madre Oriental.

La cuenca del río Tuxpan se extiende casi llana, en dirección llana, en dirección al Oriente y determina, por su posición, la ubicación de varios pueblos dedicados a la agricultura.

La corriente del río Tuxpan, como la de sus pequeños afluentes, es caudalosa y permanente, se encuentra en una región de clima tropical lluvioso, con lluvias abundantes en verano.

La cuenca del río tecolutla: Esta cuenca, como ya se dijo, tiene características semejantes a las del río Tuxpan y como ella, también pertenece en su mayor parte al estado de Veracruz.

El río Tecolutla se inicia en la corriente del río Necaxa. El río Necaxa nace en el estado de Puebla donde, por medio de represas mueve las turbinas de la planta hidroeléctrica de Necaxa, cuyo fluido suministra luz y fuerza motriz a la capital de la republica y a otras ciudades.

La cuenca del río blanco: La cuenca de este río, como la de los anteriores, es pequeña pues alcanza una extensión de 3,000km² y se ubica dentro de Veracruz.

El río Blanco se inicia en las cumbres de Acultzingo, recoge las aguas de varios riachuelos y corre formando saltos y cascadas, en una de las cuales se levanta la presa Tuxpango, que se aprovecha para generar la energía eléctrica utilizada en la región industrial de Orizaba, Córdoba y Veracruz. Este río desemboca en la laguna de Alvarado.

La cuenca del río papaloapan: Es una cuenca caudalosa formada por numerosos ríos; se extiende en un área 45,000km², y la mayor parte de ella se encuentra ubicada en el estado de

Veracruz y el resto en los estados de Oaxaca y Puebla.

Tanto porque las corrientes de esta cuenca tienen avenidas caudalosas que ocasionaban grandes daños al derramarse sobre las poblaciones y campos de cultivo de la región, como porque se ensanchaba sobre terrenos de incalculable valor agrícola, así como es posible canalizar y hace navegable el curso principal de ellas, el gobierno federal ha constituido la Comisión Papaloapan, que se encarga de regular la corriente por medio de presas y aprovechar mejor la riqueza potencial de la cuenca, en la que se ubican importantes poblaciones como las de Cosamaloapan y Tlacolapan, Veracruz.

La cuenca del río coatzacoalcos: Esta cuenca que abarca un área de 18,600 km² capta las aguas del norte del Istmo de Tehuantepec y se ubica casi totalmente en el estado de Veracruz. El río Coatzacoalcos nace en el este-noreste del estado de Oaxaca, donde recibe varios afluentes y desemboca caudaloso y navegable en el Golfo de México después de captar las aguas de sus tributarios principales: Coahuila, Uxpanapa, Jaltepec y Nachital. Situado en la región de clima tropical lluvioso con lluvias todo el año, beneficia varias poblaciones, como Minatitlán y Coatzacoalcos.

Las cuencas de la llanura tabasqueña: Esta llanura, como se apuntó antes, se ha formado, en gran parte por el acarreo y depósito de materiales que realizan los dos ríos que la recorren, en su dirección de sur a norte procedentes de Chiapas y de la República de Guatemala. Se denominan también, con justa razón, llanuras aluviales del sistema Grijalva-Usumacinta, en virtud de la forma llana de su relieve, constituido por aluviones depuestos por los ríos que le dan nombre

Constituye la cuenca hidrológica más caudalosa del país, para lo cuál está determinada por su situación como clima tropical lluvioso, con lluvias todo el año asimismo se ubica como la región de México donde los ríos alcanzan mayor navegabilidad.

La llanura Tabasqueña, se ha dicho, esta recorrida por numerosos ríos de abundante caudal, entre los que destacan : Tonala, Mezcalapa, del cuál se originan el Cunduacan y el González, y el Usumacinta que a su vez están formados por numerosos afluentes.

La cuenca del río grijalva: Se halla situada en gran parte de Tabasco, en la región más lluviosa del país, se extiende por el oriente de Chiapas, y sureste de Tabasco y por el sur y oeste de Campeche. Se aprecia ubicada en terrenos de inestable fertilidad.

El río Usumacinta nace de los ríos Chivos y de la Pasión, en la República de Guatemala, y después de servir de límite internacional entre ese país y el nuestro, sigue con dirección noroeste captando las aguas de varios ríos entre los que figuran el Lacantún, por el que descienden las aguas del Jatate y Lancaje y precedente del Petén, el San Pedro. Algunos kilómetros antes de su desembocadura en el Golfo de México, su corriente se divide en tres brazos: el oriental, llamado

Palizada, que desemboca en la Laguna de Terminos; el Central, San Pedro, que escurre al Golfo y sirve, en parte, de límite entre Tabasco y Campeche, y el Occidental que, conservando el nombre de Usumacinta, se une al Grijalva y desemboca en la barra de frontera.

La cuenca del río hondo: Esta cuenca es la más importante de México sobre el mar de las antillas, y aunque no esta formada por corrientes caudalosas escurre en el medio de un terreno cubierto de vegetación muy valiosa entre las que figuran la caoba y el chicozapote.

El río Hondo es corto, nace en Belice y sirve de límite internacional entre nuestro país y el norte de Belice. Su afluente, el río azul, se aprovecha también como límite internacional entre México y Belice.

b). Cuenca del océano pacífico. El Océano Pacífico capta de las cuencas de las aguas situadas al oeste de la Sierra Madre Occidental y del Sur, así como la de Chiapas y también las del este y oeste de la Sierra Californiana.

La vertiente del Pacífico alcanza mayor extensión que la del Atlántico sobre el Golfo de México y Mar de las Antillas, aunque sus ríos, en razón del clima menos húmedo son generalmente menos caudalosos que los de la vertiente oriental.

La vertiente del Pacífico se halla constituida por más de treinta importantes cuencas hidrológicas, distribuidas en las secciones norte, centro y sur.

La cuenca del río colorado: La cuenca de este río, en México es al mismo tiempo una de las más pequeñas y más valiosas del país, pues de hecho, dentro del territorio nacional, donde se extiende en 5,180 km² no tiene más corrientes que la del río que le da su nombre. Situada en la zona de calmas tropicales dispone de un clima seco de tipo desértico, por lo que

durante mucho tiempo se apreció como árida; sin embargo, hoy día debido al esfuerzo de los habitantes de la región y al interés del gobierno federal, la cuenca de este río en México, con la instalación del distrito de riego del río Colorado, constituye una importante región agrícola de 200,000 hectáreas, fertilizadas para las aguas que derivan de la presa Morelos.

El río Colorado nace en las montañas Rocosas (Estados Unidos de América), en su cauce medio, y desde su confluencia con el río Gila hasta 32 km al sur, sirve de límite internacional entre Baja California y Sonora. Desemboca en forma de delta en la porción boreal del Golfo de California.

La cuenca del río sonora: Esta cuenca que alcanza una extensión aproximada de 29,000 km², se extiende por el noreste y centro del estado de Sonora bajo un clima seco de tipo estepario.

El río Sonora nace en la vertiente de la oeste de la sierra madre occidental; tiene como principal afluente el río San Miguel y suele desembocar en el golfo de California, pues debido a la constitución sedimentaria del suelo en la proximidad de su desembocadura, y actualmente, en razón del represamiento de sus aguas, no alcanza a llegar al mar.

La cuenca del río yaqui: Esta cuenca cubre un área de 88,000km², su fuente principal se origina en el norte de la sierra madre occidental y se halla ubicada en el noreste y centro de Sonora; es influida por un clima seco de tipo estepario.

El río Yaqui es el más largo y caudaloso de Sonora; fluye entre estrechos y profundos cañones, y después de recibir varios nombres como los de Papigochic y Aros y de captar numerosos afluentes, entre los que figuran el Babisque y Bacanora, se une al Moctezuma para escurrir hacia el sur y desembocar en el golfo de California sobre el estero de los algodones.

La cuenca del río mayo: Se halla situada en la porción sur y sureste de Sonora alcanza una extensión de 14,000km², y esta influida por el clima de tipo seco estepario.

El río mayo nace en la vertiente oeste de la sierra madre occidental, y recibe varios afluentes, tiene

en sus márgenes la progresista ciudad de Novojoa y desemboca en el golfo de California. Al entrar en la llanura costera Sonorense alimenta la presa presidente Adolfo Ruiz Cortines y más adelante, aguas abajo, la presa Tesia y en seguida la presa de riego del río Mayo.

La cuenca del río Sinaloa: Esta cuenca cubre un área de 13,300km², atraviesa y fertiliza una importante región agrícola y se extiende bajo un clima tropical lluvioso.

El río Sinaloa nace en la vertiente oeste de la sierra madre occidental, dentro del estado de Chihuahua; con sus afluentes forma una corriente muy valiosa, aprovechada para el riego.

La cuenca del río Culiacán Humaya: Entre la cuenca del río Sinaloa y la del Mezquital o San Pedro, que se describe en segunda, se ubican varias cuencas importantes, como son las de los ríos Culiacán Humaya con su afluente el río Tamazula, en el cual se ha construido la presa Sanalona, que abarca una extensa región de 215000 hectáreas de tierras regables; la cuenca de río San Lorenzo, sobre la que se ha levantado la presa de su nombre y que fertiliza los campos de cultivo en una extensa región de 30,000 hectáreas.

La cuenca del río Mezquital: Se encuentra en gran parte del centro y sur de Durango y al norte y centro de Nayarit. Alcanza un área de 29,000 km² y está situada dentro de los climas templado lluvioso en el norte, y tropical lluvioso en el suroeste.

El río Mezquital o de San Pedro nace con el nombre de río de la Sauceda, al norte de la ciudad de Durango, corre en dirección suroeste y luego en dirección sur, por territorio Duranguense; en seguida penetra a Nayarit, y desemboca al océano pacífico, después de haber recibido varios afluentes.

La cuenca de Lerma Chapala Santiago: Debido a su situación geográfica, en el centro del país, esta cuenca se aprecia como una de las más importantes; tiene una extensión de 125,370 km² (extensión equiparable con las de Portugal y Suiza unidas); abarca amplias porciones de los Estados de México, norte de Michoacán, sureste de Querétaro, sur de Guanajuato, este, centro y norte de Jalisco, Aguascalientes, sur de Zacatecas, sureste de Durango y noreste y centro de Nayarit. Se encuentra influida principalmente por los climas templado y tropical lluvioso, con lluvias en verano. En ella se ubica la región más poblada del país y también algunas de las ciudades más notables de México como Guadalajara, Guanajuato y Toluca.

La cuenca del río Balsas: Es una de las cuencas más extensas e importantes del territorio nacional; cubre una superficie de 112,320km², superficie que es casi igual a la que ocupan unidas, Holanda, Bélgica y Dinamarca; se extiende por la depresión del Balsas, sobre un relieve formado por estrechos y numerosos valles, llanuras, cerros y montañas; capta las aguas de gran parte de los estados de Tlaxcala, Puebla, noreste de Oaxaca, Morelos, norte y noreste de Guerrero, sureste y sur de México, sur de Michoacán y sureste de Jalisco. La integran numerosos ríos, algunos de los cuales se aprecian caudalosos, como el Mixteco, Tlapaneco, Amacuzac, Poliutla, o Alahuixtlán, de las Truchas o Ajuchitlán, Amuco, Cutzamala y Tepalcatepec. Se halla influida, en su mayor parte por el clima tropical lluvioso con lluvias en verano.

2.4 CUENCA HIDROLOGICA

Área, de la superficie terrestre drenada por un único sistema fluvial. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones



geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, dada vez mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en lo que es posible estudiar los procesos hidrológicos, el estudio de las cuencas permite mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos.

2.4.1 CONCEPTO DE CUENCA

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de estas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable. (ver figura 2.1)

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o al mar.

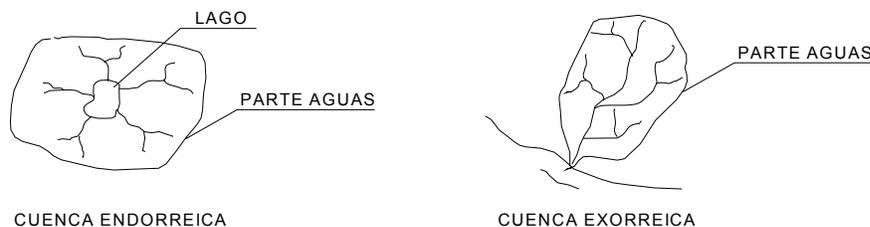


Fig. 2.1 Tipos de cuenca

2.4.2 CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DE LA CUENCA

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el volumen de escurrimiento, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces.

EI PARTEAGUAS: Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y

que separa la cuenca de las cuencas vecinas .(ver figura 2.2)

EL ÁREA DE LA CUENCA: Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. (ver figura 2.2).

LA CORRIENTE PRINCIPAL: De una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Nótese que esta definición se aplica solamente a las cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias.

Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes tributarias a los puntos de salida se le llaman cuencas tributarias o a los puntos de salida se le llaman cuencas tributarias o subcuencas.

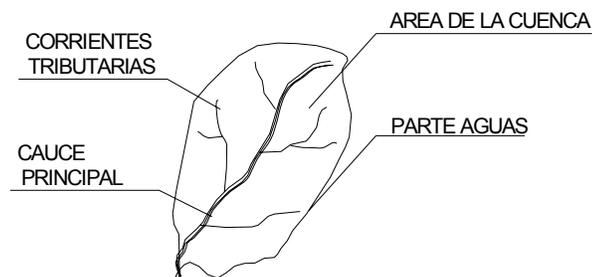


FIG. 2.2 Partes de la cuenca

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación.

Por ello, se han propuesto un cierto número de indicadores de dicho grado de bifurcación, algunos de cuáles son los siguientes:

EL ORDEN DE CORRIENTES: Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, por ejemplo , una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 2.3 es 4.

Nótese que el orden de una cuenca depende en mucho de la escala del plano utilizado para su denominación; en este sentido, las comparaciones entre una cuenca y otra deben hacerse con cuidado, especialmente cuando los planos correspondientes no están a la misma escala o están editados por diferentes organismos.

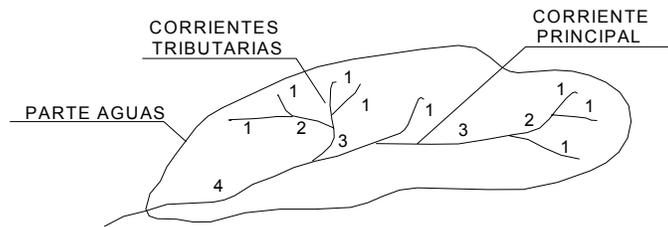


FIG. 2.3 Cuenca hidrológica corriente de orden 4

Otros indicadores del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca son la densidad de corrientes D_s , definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área y la densidad de drenaje D_d definida como la longitud de corrientes por unidad de área:

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad \text{Ec. 2.1}$$

$$D_d = \frac{L_s}{A} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde :

N_s = Número de corrientes perennes e intermitentes.

L_s = Longitud total de las corrientes.

A = Área de la cuenca.

Un orden de corrientes alto o una densidad elevada refleja una cuenca altamente disectada, que responde rápidamente a una tormenta. Las densidades u órdenes de corriente pequeñas se observan donde los suelos son muy resistentes a la erosión o muy permeables; donde estos indicadores son elevados, los suelos se erosionan fácilmente o son relativamente impermeables, las pendientes son altas y la cobertura vegetal es escasa.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dada que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente; para ello existen varios métodos, de los cuáles se mencionan tres:

a). La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta (ver figura 2.4).

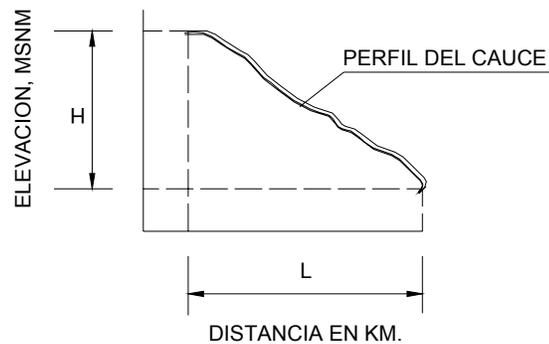


Fig. 2.4 Pendiente del cauce

b) La pendiente media es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y debajo de dicha línea.

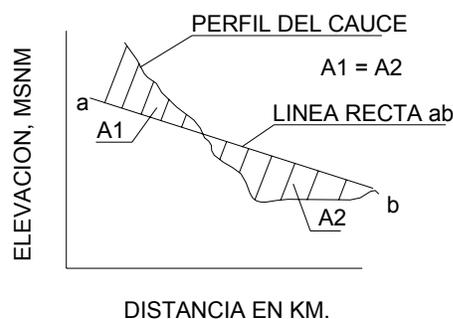


Fig. 2.5 Pendiente del cauce principal

c). Taylor y Swchartz proponen calcular la pendiente media como la un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

2.5 PRECIPITACIÓN

DEFINICIÓN DE PRECIPITACIÓN.

Se denomina precipitación, al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera, se incluye todo tipo de agua que cae o se deposita sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida o sólida. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

Contenido de vapor de la atmósfera. Agua precipitable

Para que se formen las nubes, el agua que se evapora de la superficie terrestre debe elevarse hasta que la presión y la temperatura sean las necesarias para que exista condensación, hasta que se pueda alcanzar el punto de rocío.

Cuando una masa de aire asciende, se ve sujeta a una presión gradualmente decreciente; entonces se expande y, disminuye su temperatura. Si la temperatura disminuye lo suficiente como para quedar por abajo del punto de rocío, puede comenzar la condensación. Esta tiene lugar al unirse varias de las pequeñas gotas que forman las nubes (cuyo diámetro está entre 5 y 100 μ) para formar gotas más grandes; sin embargo, para que esta unión se verifique en cantidades significativas sin la intervención de otros elementos, es necesario que la súper saturación sea mayor de la que normalmente se produce en la atmósfera; en esas condiciones se tendrán núcleos de uniformes.

En realidad, estos núcleos se forman, con las condiciones de supersaturación comunes, alrededor de corpúsculos de naturaleza mineral u orgánica presentes en la atmósfera y provenientes de erosión orográfica, humos de combustiones naturales o artificiales, polen y, en lugar destacado, cristales de sal marina, que se encuentran incluso en sitios ubicados a gran distancia del mar. De esta manera se forman gotas más grandes (con diámetros de 100 a 500 μ) que tienen ya suficiente peso para caer bajo la acción de la fuerza de gravedad.

Durante su caída las gotas crecen aún más en virtud de su coalescencia, con lo que pueden alcanzar diámetros de 5 a 7 mm o mayores.

En la ingeniería hidrológica interesa la cantidad de vapor de agua contenida en la atmósfera sobre un lugar determinado y, en especial, la cantidad de lluvia que puede generarse de ese vapor. La masa total de vapor de agua existente en una columna de aire de área unitaria y altura z se llama agua precipitable y se calcula como:

$$W = \int_0^z \rho_v dZ \quad \text{Ec. 2.3}$$

Si se aceptan que la presión varía hidrostáticamente, esto es, $dp = -\rho g dZ$

$$W = - \int_{p_0}^p \frac{\rho_v}{\rho g} dp \quad \text{Ec. 2.4}$$

De la definición de humedad específica

$$W = \frac{1}{g} \int_{p_0}^p q dp \quad \text{Ec. 2.5}$$

En la ecuación anterior, p está en unidades $[FL^{-2}]$ y W resulta en unidad de $[ML^{-2}]$; si, como es común, p está en mb y se desea que W esté en unidades de volumen / área, de la longitud o lámina, quedando la ecuación es:

$$W = 10 \int_{p_0}^p q dp \quad \text{Ec. 2.6}$$


Donde: p está en mb, q en kg/kg y W en mm.

Con esta ecuación es posible calcular el agua precipitable si se dispone en datos de humedad específica a diferentes altitudes o niveles de presión.

FORMAS DE PRECIPITACIÓN

La formación de la precipitación impone la existencia de condensación dentro de la atmósfera debida al enfriamiento de ella. Esta condensación se facilita por la presencia en la atmósfera de partículas o moléculas, denominadas núcleos de condensación, entre los que destacan el polvo, las moléculas de cloruro sódico así como productos de la combustión del azufre y compuestos nitrosos.

Existen diversas formas de condensación:

- 1. Por elevación frontal.** Cabalgamiento del aire húmedo sobre el aire frío.
- 2. Por elevación orográfica.** Elevación de una masa de aire húmedo cuando intenta traspasar un obstáculo o una región montañosa.
- 3. Por elevación convectiva.** Se produce por el calentamiento del aire (sobre todo en verano) que hace que se cree una corriente de convección que arrastra a toda la masa de aire húmedo hacia arriba.

Se puede demostrar que en unos minutos se puede producir la condensación del agua hasta formar gotas del orden de 10 a 30 micras, pero que se necesitan horas para alcanzar tamaños de gota de 2 a 3 mm. (Tamaños habituales en la lluvia).

Por otra parte las microgotas creadas en los inicios de la condensación con tamaños de 10 a 30 micras, tienen una velocidad de caída muy baja, por lo que la turbulencia de la atmósfera las mantiene en suspensión y es este fenómeno el que logra mantener la nube en situación de equilibrio. Con estos condicionantes la formación de lluvia debe de explicarse apoyándose en otros procesos que son:

COALESCENCIA

Basándose en la formación de las microgotas, se puede producir un proceso de caída de estas partículas por atrapamiento de las próximas, es decir, si una microgota atrapa en su caída a otra aumenta su volumen y la velocidad de caída por lo que también aumenta la probabilidad de atrapar a un mayor número de microgotas de las existentes en la nube.

Por otra parte, la gota que ha crecido por el efecto de la coalescencia hasta alcanzar los 3/5 mm., puede al chocar con otras o por alcanzar un diámetro excesivo, fraccionarse en varios trozos que iniciarían un nuevo proceso de coalescencia.

CRISTALES DE HIELO

El segundo proceso se basa en la existencia de cristales de hielo en las denominadas nubes frías;



estos cristales de forma arborescente tienen una gran capacidad de absorción del vapor de agua y de microgotas, por lo que aumentan de tamaño rápidamente e inician la precipitación, que puede ser en forma de lluvia si se funden en su caída o en forma de nieve si no se produce esta fusión.

Estos fenómenos pueden producirse de forma simultánea aunque son más frecuentes los cristales de hielo en las partes altas de las nubes frías y los fenómenos de coalescencia en la parte baja de las nubes cálidas.

TIPOS DE PRECIPITACIÓN

Los mecanismos que causan levantamiento del aire húmedo provocan que la atmósfera se enfríe. De acuerdo con el mecanismo que provoca dicho levantamiento, la precipitación puede ser convectiva, ciclónica u orográfica.

Precipitación convectiva

Se origina por el calentamiento del suelo, que provoca corrientes ascendentes de aire húmedo. La precipitación asociada a este tipo de fenómenos afecta áreas reducidas del orden de 25 a 50 Km².

Precipitación ciclónica

Esta asociada al paso de ciclones, resulta del levantamiento del aire por convergencia de la masa de aire en una zona de baja presión. En general afecta zonas muy extensas.

Precipitación orográfica

Es consecuencia del ascenso del aire húmedo, que al condensarse y chocar con las barreras montañosas da origen a la precipitación.

A continuación en este apartado se estudiarán dos aspectos fundamentales de la precipitación; por un lado, la manera en que se produce y algunos métodos con que se puede predecir dadas ciertas condiciones atmosféricas, para lo cual será necesario revisar algunos aspectos básicos de meteorología y, por otro, la manera en que se mide la precipitación y diversos criterios para el análisis, síntesis, corrección y tratamiento de los datos.

2.5.1 NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGÍA.

La meteorología es el estudio de todos los fenómenos atmosféricos. El estudio de los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, que son los que interesan en la ingeniería hidrológica, se denomina hidrometeorología. Aun cuando está dentro de la meteorología, la hidrometeorología constituye por sí misma toda una ciencia, cuyo tratamiento ocuparía un volumen mayor que el presente.

HIDRO: AGUA → METEORO: FENÓMENO ATMOSFÉRICO

Meteorología aeronáutica: Es la aplicación de los conocimientos meteorológicos en la



navegación aérea.

Meteorología agrícola: Estudia como los fenómenos meteorológicos influyen en la agricultura.

Meteorología oceánica: Estudia las interacciones entre los mares y la atmósfera.

Meteorología sinoptica: Estudia los fenómenos atmosféricos en el espacio, para predecir el tiempo.

Definiciones.

a) *Presión atmosférica.*- Es el peso de la columna de aire que gravita sobre una unidad de área, dividido entre dicha unidad de área. (figura 2.4).

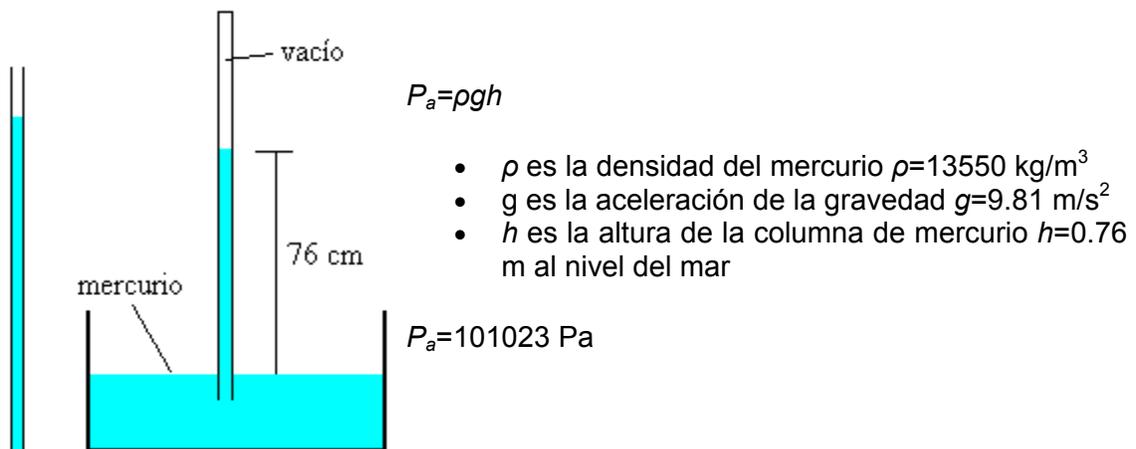


Fig. 2.4 Experimento de Torricelli.

La presión atmosférica se mide normalmente con aparatos que usan el mismo principio que el de Torricelli, entre mayor sea la presión atmosférica, mayor será la altura h de la columna que se alcance en el tubo. Al nivel del mar, esta columna alcanza una altura aproximadamente $h = 760 \text{ mm}$ de Hg.

La presión varía con la altitud a razón de aproximadamente 1 mb por cada 10 m, o más exactamente en la forma:

$$p = 1013.2 \left[\frac{288 - 0.0065z}{288} \right]^{5.26} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

z = altitud sobre el nivel del mar en m y p = presión en mb

mb = milibares.

1 bar = 1000 mb.

b) Presión de vapor

La atmósfera está formada por una gran cantidad de elementos, como hidrógeno, oxígeno, dióxido de carbono, etc. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, el componente más importante es, desde luego, el agua, en forma sólida, líquida y, especialmente, gaseosa, a pesar de que el agua líquida y el hielo juntos no pasan, en promedio, del 1% del volumen de la atmósfera y el vapor de agua no representa más del 4%.

La cantidad de vapor de agua contenida en el aire se expresa como la presión que ejercería si todos los otros gases estuvieran ausentes, esto es, como el peso de una columna de vapor por unidad de área, al cual se conoce como presión de vapor. Para una temperatura y presión dadas, siempre hay una cantidad máxima de vapor por unidad de volumen que puede existir sin condensarse, es decir, sin pasar al estado líquido. Cuando una masa de aire contiene esta cantidad máxima de vapor, se dice que está saturada y la temperatura existente en ese momento se denomina *punto de rocío*.

Las diferencias de presión entre dos puntos cualesquiera de la atmósfera producen vientos.

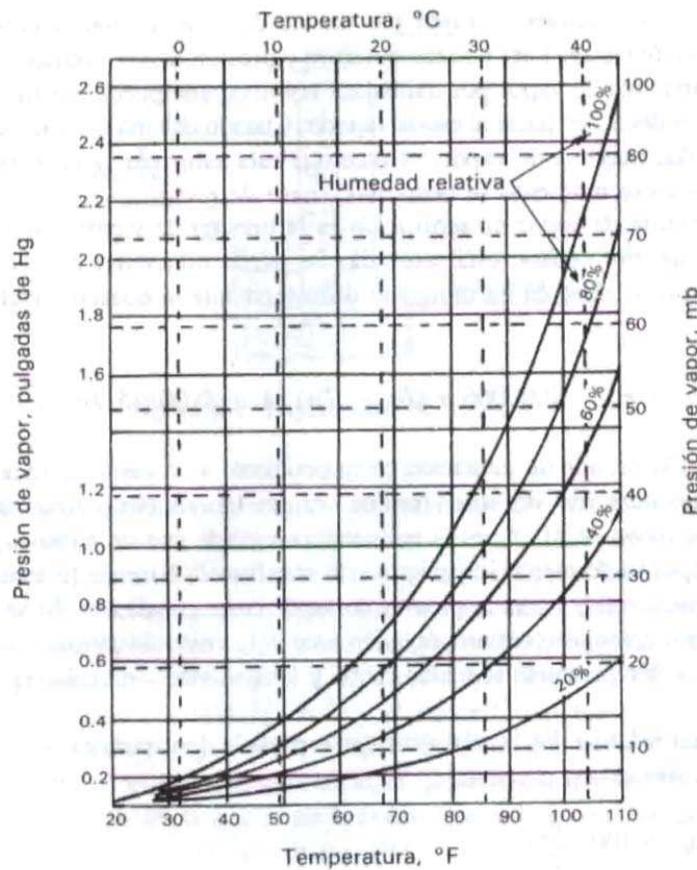
c) Humedad relativa

Es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación, expresada en porcentaje:

$$Hr = 100 \frac{e_a}{e_d} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde e_a es la presión de vapor real, e_d es la presión de vapor de saturación y H es la humedad relativa en %.

La humedad relativa se mide por medio del higrógrafo, cuyo órgano sensible está constituido por un haz de cabellos de mujer joven y rubia, la longitud de los cuales varía sensiblemente con el grado de humedad. La humedad relativa se relaciona con la presión de vapor y la temperatura con la gráfica mostrada.



Gráfica 2.1 Humedad relativa

d) Humedad absoluta

Es la masa de vapor de agua contenida en una unidad de volumen de aire:

$$\rho_v = \frac{\text{masa de vapor}}{\text{volumen de aire}} = \frac{M_v}{V} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde ρ_v es la humedad absoluta, también llamada densidad de vapor o concentración de vapor.

e) Humedad específica

Se define como la relación entre la masa de vapor y la de aire húmedo (aire + vapor):

$$H_s = q = \frac{M_v}{M_a + M_v} = \frac{\rho_v}{\rho_a + \rho_v} = \frac{\rho_v}{\rho} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Donde q es la humedad específica, M_a es la masa del aire seco, ρ_a es la densidad del aire seco y ρ es la densidad del aire húmedo.

VIENTO

El viento no es mas que el aire en movimiento horizontal sobre la superficie terrestre.

El viento transporta vapor de agua favoreciendo así la formación de nieblas, nubes y lluvias, Su velocidad se mide mediante anemómetros o anemógrafos y su dirección por medio de veletas.

Vientos alisios: Son vientos que convergen en las regiones ecuatoriales. Como referencia sin la ayuda de los alisios quizá Cristóbal Colón no hubiera descubierto América.

El aire caliente es más ligero y sube dejando un área de baja presión, el aire más frío y más pesado baja dejando un área de alta presión.

Escala de Beaufort para medir la intensidad del viento.

En 1850 el almirante Inglés Beaufort inventó la escala que lleva su nombre para clasificar la velocidad de los vientos.

Originalmente se uso en el mar pero luego se adaptó para usarla en tierra.

# DE BEAUFORT	NOMBRE DEL VIENTO	ESPECIFICACIONES
"0"	CALMA	Sin viento
"3" Velocida 3 a 5 m/s	VIENTO LEVE	Las hojas y las ramitas de los árboles se mueven.
"6" Velocida 10 a 13 m/s	VIENTO FUERTE	Se escucha el zumbido de los tendidos eléctricos, los paraguas son utilizados con dificultad.
"8" Velocida 17 a 20 m/s	TEMPORAL	El viento rompe las ramas de los árboles y se dificulta caminar.
"9" Velocida 20 a 24 m/s	TEMPORAL FUERTE	El viento ocasiona daños leves en la casa.
"10" Velocida 24 a 28 m/s	TEMPORAL MUY FUERTE	Los árboles son arrancados del suelo y muchas casas se ven afectadas gravemente
"12" Velocida mas de 30 m/s	HURACAN	Devastación

Tabla 2.1. Escala de Beaufort

Un huracán es un ciclón tropical. Sus vientos alcanzan grandes velocidades, hasta de Km./hr. El centro del huracán se llama "ojo" y puede medir 100 Km. o más y en el ojo los vientos que



prevalecen están en calma.

Un tifón es lo mismo que un huracán, sólo que así se les llama en China y en el Noroeste del Pacífico.

2.5.2 MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN

En México para medir la precipitación se utilizan comúnmente dos aparatos los cuales son los pluviógrafos y los pluviómetros.

Los pluviómetros están conformados por un embudo que capta el agua de lluvia, y un recipiente cilíndrico graduado de área transversal al cual el embudo va a descargar el agua de lluvia captada. El embudo tiene dos áreas distintas el cual debe ser el diámetro del área de captación diez veces mayor que el área del recipiente, con el objeto de que por cada milímetro de lluvia corresponda a un centímetro depositado en el recipiente. Ver figura.



Fig. 2.5 Pluviómetro.

En México se acostumbra tomar lecturas de los pluviómetros diariamente a las 8 de la mañana.

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros con la diferencia de que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo está formado por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel.

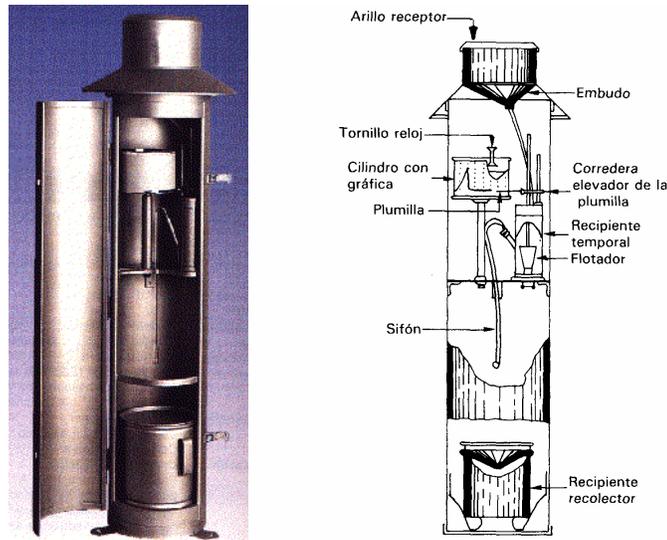


Fig. 2.6 Pluviógrafo.

La medida de la precipitación sobre una cuenca se realiza por medio de los pluviómetros. Se basan en la recogida de la precipitación (lluvia o nieve) en un elemento denominado colector. La precipitación se mide por volumen o pesada y su registro se realiza por lectura directa o por registro gráfico o electrónico. Tales mediciones comenzaron a realizarse en 1940-1945, pero no empezaron a ser realmente fiables hasta hace 15 años.

La recogida de la precipitación es la operación con mayor riesgo de error debido a los siguientes factores:

- a) Los elementos cercanos al pluviómetro, árboles, edificios, pueden variar la distribución de la lluvia.
- b) Las medidas de la lluvia son operaciones irrepetibles.
- c) Las medidas pluviométricas son siempre inferiores a las reales debido a la evaporación, efecto pantalla, etc.
- d) La distribución de la lluvia es muy irregular sobre todo durante las precipitaciones tipo tormenta.

Por todo lo anteriormente citado la instalación de los pluviómetros debe de cumplir las siguientes normas:

1. La boca del colector debe de estar perfectamente horizontal.
2. El pluviómetro debe ser instalado por encima de la superficie del terreno (aprox. 1.5 m.), en una zona despejada pero abrigada de los vientos y lejos de elementos que puedan hacer de pantalla frente a la lluvia tales como árboles, edificios, etc.
3. Si la precipitación es de nieve el efecto de la turbulencia producida por el viento es muy importante por lo que es necesario proteger el colector con una serie de pantallas que faciliten la caída de la nieve lo más verticalmente posible.

Es necesario evitar el taponamiento por acumulación de nieve del colector por medio del calentamiento o por otros métodos.

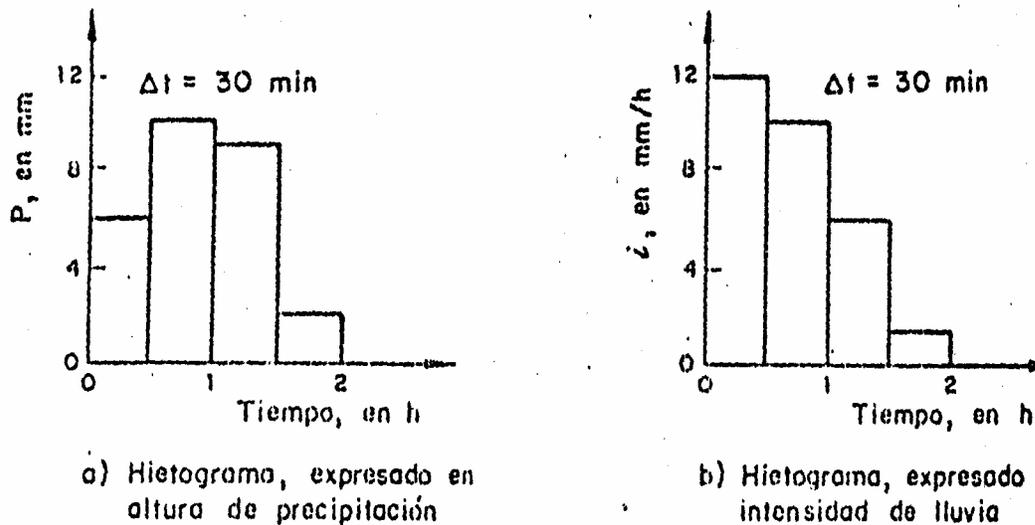
4. En zonas cálidas la evaporación puede distorsionar las medidas por lo que es necesario evitarla en la medida de lo posible.

HIETOGRAMAS

Es una representación mediante barras verticales, de la variación de la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes. Utilizando la curva masa se obtienen hietogramas a través del siguiente procedimiento:

- 1.- Se divide la curva masa en intervalos de tiempo constante, y Δt
- 2.- Se obtiene la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo
- 3.- Se calcula en diferencias de precipitación entre cada intervalo
- 4.- Se grafican los valores obtenidos en el punto 3, ver figura

En ocasiones se puede también expresar el histograma en términos de la intensidad de lluvia en lugar de su altura; para ello se divide cada uno de los valores obtenidos en el paso 4 entre el intervalo de tiempo Δt , ver figura



Gráfica 2.2 Hietogramas

AFORO

Aforar una comente significa determinar a través de mediciones directas el gasto que pasa por una sección dada.

En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes:



- e) Secciones de control
- b) Relaciones sección-pendiente
- c) Relación sección-velocidad

Una sección de velocidad de una corriente se define como aquella en la que existe una relación entre el tirante y el gasto.

Este criterio es el más usual en ríos y está basado en el principio de continuidad

$$Q = VA$$

Q= Gasto que pasa por la sección en m³/seg.

V= Velocidad media de la corriente en la sección, en m/seg.

A= Área hidráulica de la sección transversal de la corriente en m²

Lo anterior implica que para evaluar el gasto de un río, en cierta sección de este se requiere determinar su volumen y su área. Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante se conoce el área hidráulica, por lo tanto el problema se reducirá en la estación de aforo o medir elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

Como se mencionó anteriormente la velocidad de una corriente no es uniforme y para poder obtener una mejor aproximación es necesario dividir la sección transversal en tramos, con la sección dividida podemos aplicar la siguiente ecuación para determinar el gasto que pasa por ella.

$$Q = A_1V_1 + A_2V_2 + \dots + A_nV_n \quad \text{Ec. 2.10}$$

Donde:

Q= Gasto que pasa por la sección en m³/seg.

A_i= Área de la sección i,

A_n= Área de la i-esima sección analizada

V= Velocidad de la sección i

V_i= Velocidad de la iésima sección analizada.

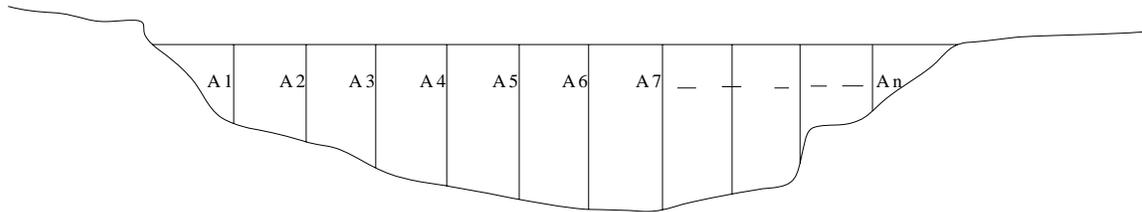


Fig. 2.7 Velocidad media

En general al evaluar el gasto en una sección de aforo, se tienen mayores errores debido a la determinación del área de la sección transversal que a la propia velocidad.

Por ello será recomendable que se ponga mucha atención en la determinación de la profundidad de una corriente. Cuando la velocidad de una corriente no es grande (menores a 1.2 m/seg.) o no erosiva, no existe mucho problema para determinar el área hidráulica de una sección, pero sí estas velocidades medias son superiores a 1.5 m/seg., y el río es profundo, es difícil hacer mediciones exactas de la profundidad.

Otro aspecto que dificulta la determinación del área hidráulica de una sección es debido a que esta puede variar con el tiempo debido a que el río arrastra material de fondo, lo que se hace más evidente durante la época de lluvias que generaron avenidas, donde una sección puede ver su fondo disminuido producto del arrastre del material de fondo, este fenómeno se conoce como socavación.

De este modo si la sección de aforo cambia constantemente, de tal forma que no se conserva una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan las mediciones de velocidades.

CURVA MASA

La curva masa es la representación de la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación; se obtiene directamente del registro del pluviógrafo. En la figura siguiente se muestra la curva masa de una estación.

Cualquier tangente a la curva Masa representa la intensidad de la lluvia, i , para ese instante, que se define como:

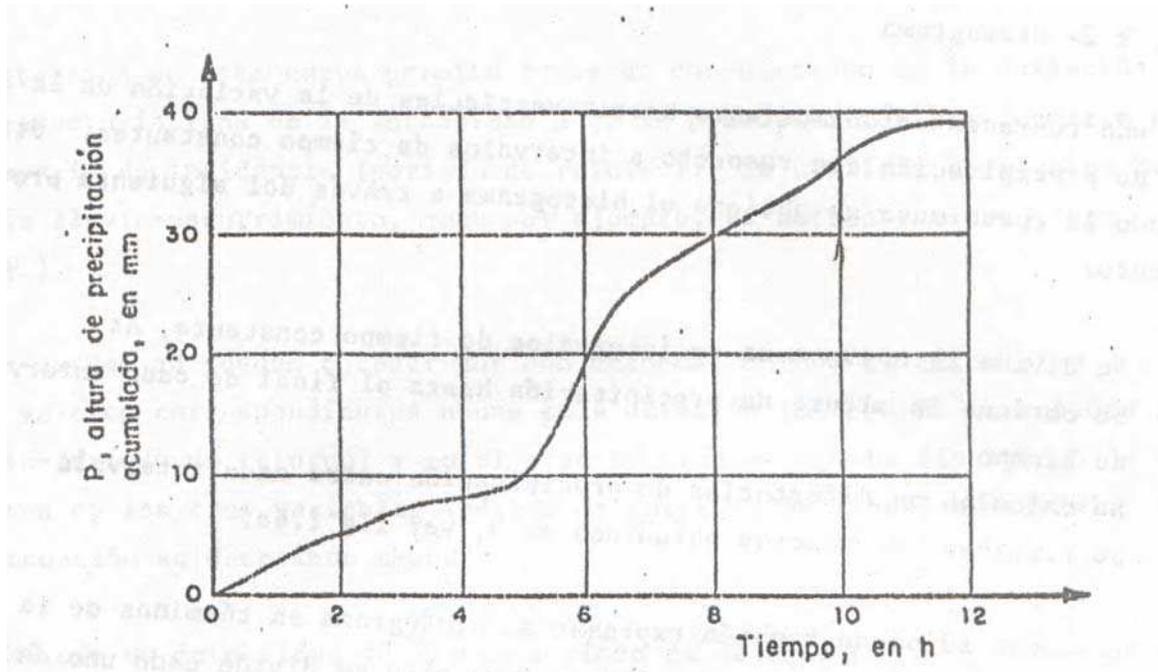
$$i = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad \text{Ec. 2.11}$$

Donde:

i = intensidad de la lluvia, en mm/h

Δp = incremento de lluvia en el intervalo Δt , en mm

Δt = incremento de tiempo, en h.



Gráfica 2.3 Curva masa

Para diferentes intervalos de tiempo (duración) existirá un valor de intensidad máxima que se calcula mediante el procedimiento siguiente:

1. Se seleccione una duración de interés, d_i .
2. Con los valores de la curva masa se calculan las diferencias de precipitación, ΔP_i , correspondientes a todas las parejas de puntos separados entre sí un tiempo d_i .
3. Se seleccione la diferencia máxima, ΔP_i , y se divide entre el intervalo de tiempo a fin de encontrar la intensidad máxima correspondiente a dicho intervalo.
4. Se repite el proceso para otras duraciones.

2.5.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN

La precipitación en un punto es un proceso estocástico con periodicidad e intensidad muy variables dependiendo de las estaciones. Los parámetros básicos a considerar son:

- Duración de la lluvia;
- Intensidad media de la lluvia;
- Volumen total de la precipitación;
- Tiempo entre precipitaciones sucesivas;

A nivel de cálculo el valor más importante es el volumen total de precipitación P , que puede calcularse según la ecuación $P = I \cdot t$, siendo I la intensidad media y t la duración. Estos dos parámetros no son independientes ya que como se observa experimentalmente a mayor intensidad la duración es menor y a la inversa.

Es frecuente que existan cambios en la situación de los pluviómetros, o en su instrumentación o bien en los procedimientos de observación. Estos cambios muchas veces no son anotados ni publicados con los datos pluviométricos, por lo que es muy recomendable realizar un análisis de los mismos que permita detectar errores sistemáticos. El sistema habitual es el de las dobles masas.

Para ello se dibujan los registros de lluvia acumulados de dos estaciones próximas; un cambio de pendiente indica la existencia de una alteración o de un error en una de las estaciones pluviométricas.

LLUVIA MEDIA

La lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores. Los aparatos descritos en el subcapítulo 2.5.2 registran la lluvia puntual, que es la lluvia que se produce en el punto en el que está instalado el aparato, y para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, para ello existen 3 métodos de uso generalizado:

La precipitación media se calcula como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

a) Método aritmético

Es el criterio más sencillo y consiste en hacer la suma de las alturas de precipitación total registrada en cada una de las estaciones, entre el número total de estas. La ecuación que representa lo aquí citado es:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde:

\bar{h}_p es la altura de precipitación media,

n número de estaciones

h_{pi} es la altura de precipitación registrada en cada estación i , en mm.

La altura de precipitación media calculada depende en general del número de estaciones pluviométricas o pluviográficas que se usan en el análisis entre menor sea el número de

estaciones, mayor será el error cometido en la estación de la precipitación media.

b) Método del Polígono de Thiessen

La aplicación de este criterio consiste en conocer la localización de las estaciones en la zona de estudio y delimitar el área de influencia de cada estación dentro de dicha zona.

Para determinar el área de influencia, primero se traza triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí y después las medianas de los lados de los triángulos; las áreas limitadas por éstas forman polígonos que rodean a cada estación.

Para obtener la precipitación media se utiliza la ecuación

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{h}_{pi} a_i)}{A} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde:

a_i = Es el área del polígono correspondiente a la estación i , en Km^2

A = Es el área total de la cuenca en Km^2

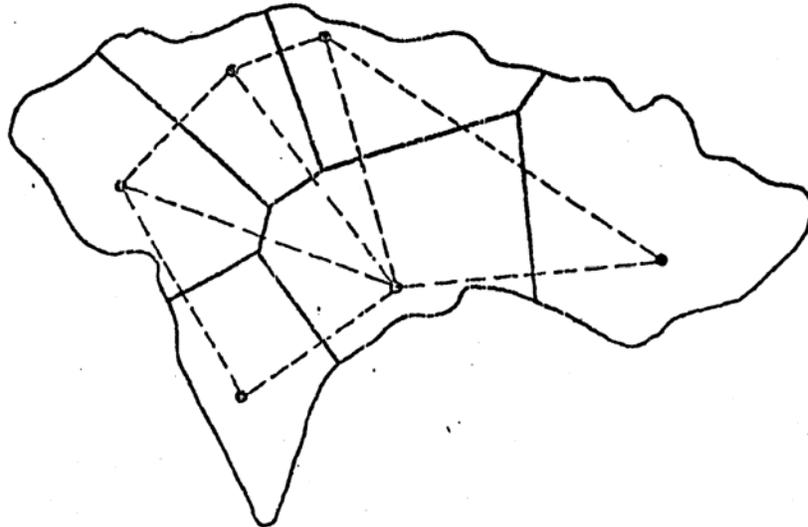


Fig. 2.7 Polígono de Thiessen para la cuenca del río Papagayo

c) Método de las isoyetas

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

La precipitación media se calcula en forma similar a la ecuación anterior pero ahora el peso es el área A'_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la

altura de precipitación promedio entre las isoyetas \bar{h}_{pi} , quedando de la siguiente forma la ecuación:

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^{n'} (\bar{h}_{pi} A'_i)}{A_T} \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde:

n' Es el número de áreas

A'_i Número de áreas consideradas.

A_T Área total de la cuenca, en Km^2

Este método de las isoyetas permite obtener mejores resultados ya que al construir el mapa de isoyetas se puede incluir el posible efecto orográfico. El método de Thiessen es menos preciso, pero permite sistematizar fácilmente los cálculos, lo cual es muy útil cuando se necesita analizar una gran cantidad de tormentas. El método aritmético sirve únicamente para tener una idea aproximada del valor de la precipitación media. En cualquier caso, el volumen total de lluvia en la cuenca se obtiene multiplicando la precipitación media por el área de la cuenca.

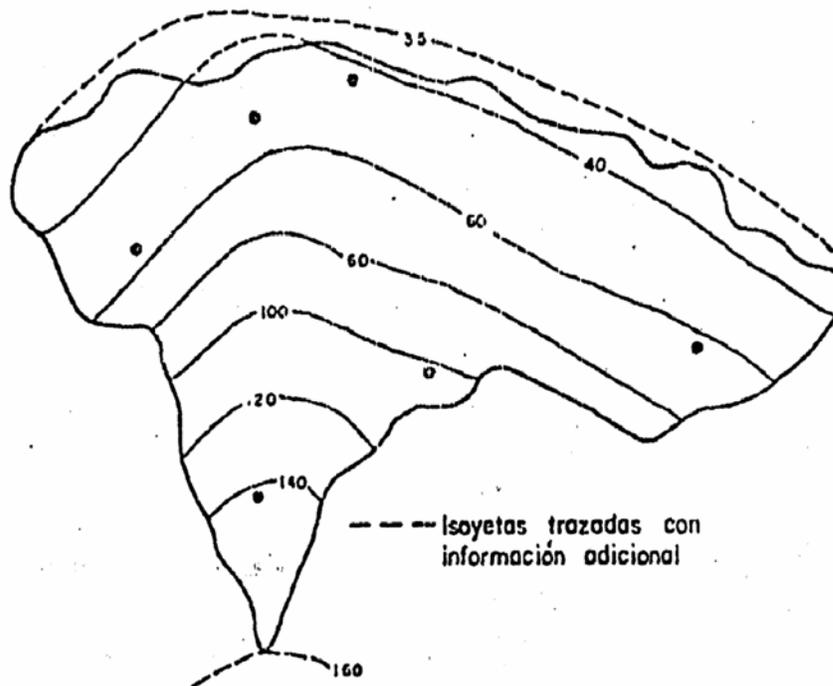


Fig. 2.8 Plano de isoyetas para la tormenta del 24 de agosto de 1975. Cuenca río Papagayo

CURVA MASA MEDIA

Los métodos anteriores se han planteado cuando se requiere conocer la altura total de precipitación, que en promedio, se produce en la cuenca durante una tormenta. Cuando se desea conocer la variación en el tiempo de la precipitación media de la cuenca, es necesario determinar una curva masa media de precipitación. Esta curva se construye aplicando el método aritmético o el de polígonos de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado será una curva masa media y se puede refinar calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el factor de ajuste:

$$Fa = \frac{\bar{h}_{pis}}{\bar{h}_{p0}} \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde: \bar{h}_{pis} es la altura de precipitación media de toda la tormenta calculada con el método de las isoyetas y \bar{h}_{p0} es la misma altura, pero calculada con el método aritmético o el polígono de Thiessen. Con esto se obtiene una curva llamada *curva masa media ajustada*.

hora	\bar{h}_p mm
1	3.10
2	5.63
3	9.44
4	12.47
5	13.64
6	15.24
7	16.72
8	17.00
9	17.00
10	17.00

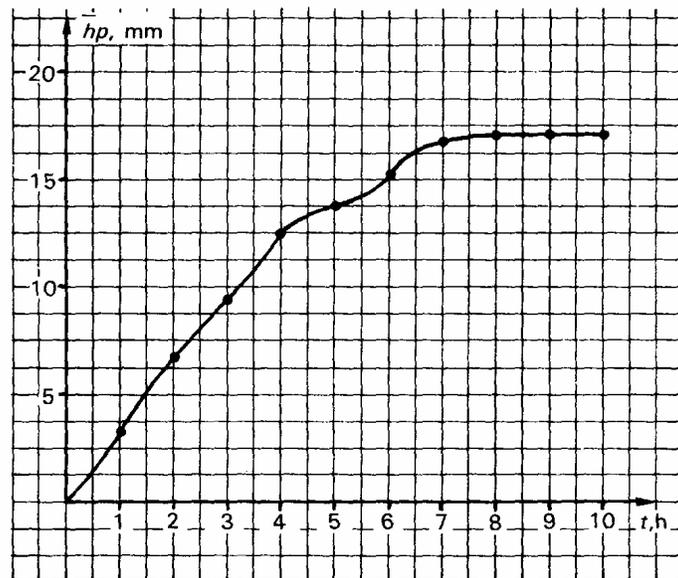


Tabla 2.2 y Gráfica 2.3 Curva masa media ajustada

2.5.4 DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES.

Es frecuente que en un registro de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o fallas del aparato registrador. En ese caso se puede estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas. Una manera de hacerlo es mediante una grafica donde se

correlacionan las precipitaciones medias en una estación cercana o el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes con la registrada en la estación de estudio.

Una vez obtenida esta gráfica bastaría conocer la precipitación en la estación más cercana, o bien la precipitación media en las estaciones circundantes consideradas en los días en cuestión para deducir los datos faltantes.

Cuando la correlación obtenida del análisis anterior no es aceptable puede usarse otro método que se basa en la precipitación media anual, que sigue dos tipos de criterios:

a) Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% de la registrada en la estación de estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.

b) Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difiere en más de 10% se usa la fórmula:

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{p_x}{p_1} h_{p1} + \frac{p_x}{p_2} h_{p2} + \dots + \frac{p_x}{p_n} h_{pn} \right] \quad \text{Ec. 2.16}$$

Donde:

h_{pi} = altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i.

h_{px} = altura de precipitación faltante en la estación en estudio.

p_i = precipitación media anual en la estación auxiliar i.

p_x = precipitación media anual en la estación en estudio.

n = número de estaciones auxiliares.

Para obtener resultados confiables se recomienda tener como un mínimo de estaciones auxiliares tres.

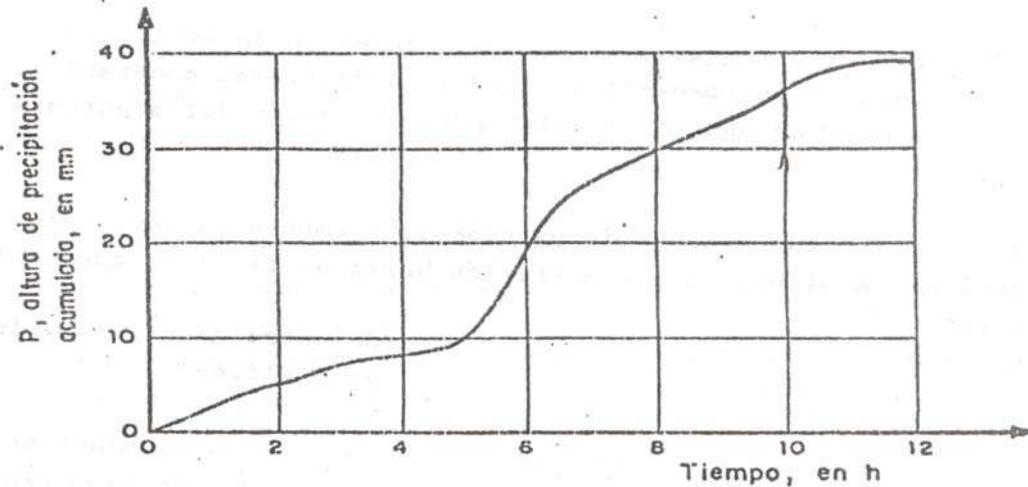
2.5.5 CURVA INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO (i-d-t)

La obtención de esta curva permite tener conocimiento de la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su frecuencia de incidencia (periodo de retorno). Se utiliza en modelos de relación lluvia-escorrentamiento.

Estas curvas se pueden obtener por dos métodos, en uno el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración (método de intensidad de lluvia-periodo de retorno) y en el otro se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables (método de correlación lineal múltiple).

El grado óptimo de seguridad de una estructura depende de su costo y del costo de las pérdidas asociadas con una falla. Para poder determinar cual es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona de estudio.

Estos datos son fundamentalmente de dos tipos: escurrimientos y precipitaciones. Un análisis del primer tipo de datos tendría como resultado directo un parámetro de diseño, que es el gasto máximo, mientras que el segundo proporcionaría datos con los cuales sería necesario alimentar un modelo de la relación lluvia- escurrimiento, para obtener una avenida de diseño.



Gráfica 2.4 Intensidad de lluvia

2.6. - EVAPORACIÓN.

2.6.1. - DEFINICIÓN

Es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

Es importante conocer por un lado la cantidad de agua que se pierde por la evaporación de grandes depósitos, como son: presas, lagos, o en sistemas de conducción y a su vez la cantidad de agua con que es necesario dotar a los distritos de riego, para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento.

Científicamente la evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar el viento y las diferencias en presión de vapor.

Es el cambio de fase del agua de líquido a gas como resultado de un incremento en el calor del agua.

Calores latentes:

Agua a 0° C = 597 calorías/gr

Hielo 0° C = 677 calorías/gr

Este aumento de energía cinética provoca que algunas moléculas de agua “brinquen” de manera continua a la atmósfera. Al mismo tiempo, algunas de las moléculas que ya se encuentran en la atmósfera se condensan y regresan al cuerpo de agua. Naturalmente, lo que interesa en la

ingeniería hidrológica es el flujo neto de partículas a la atmósfera, al cual se le denominara en lo sucesivo Evaporación.

El intercambio de moléculas descrito se forma en una pequeña zona situada a la superficie del agua como se muestra en la figura 2.9

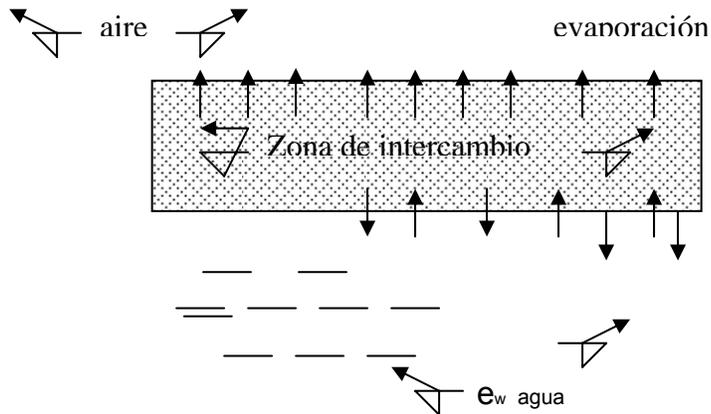


Fig. 2.9 Zona de intercambio

La evaporación será entonces igual a la cantidad de agua que logre salir de la zona de intercambio. Si e_w es la presión de vapor existente en la zona de intercambio, e_a la presión de vapor del aire que se tiene en un momento dado y e_s la presión de vapor de saturación, se pueden presentar dos situaciones:

- $e_s > e_w$. En este caso se produce evaporación mientras e_a será menor que e_w , cuando la presión del vapor alcanza el valor de e_s , deja de haber paso de moléculas de la zona de intercambio a la atmósfera y, por lo tanto, cesa la evaporación. Esto sucede antes de que el aire se sature.
- $e_s < e_w$. En este caso la evaporación cesa cuando e_a alcanza el valor de e_s a pesar de que aun existe un gradiente de presión de vapor entre la zona de intercambio y la atmósfera, a partir de ese momento comienza a invertirse el proceso y se produce condensación, pues $e_a > e_s$.

En cualquier caso la evaporación es proporcional al gradiente de presión de vapor entre la zona de intercambio y la atmósfera, esto se produce como la Ley de Dalton y se expresa en la forma :

$$E = k (e_w - e_a) \quad \text{Ec. 2.17}$$

Donde k es una constante de proporcionalidad y E es la evaporación.

Debido a la reducida dimensión vertical de la zona de intercambio, la presión del vapor en la misma es difícil de medir,; sin embargo, e_w generalmente tiene el valor cercano a e_s , de manera que la ecuación anterior 2.6.1, se expresa en forma aproximada como:

$$E = K(e_s - e_a) \quad \text{Ec. 2.18}$$



El tanque evaporímetro, como su nombre lo indica mide la evaporación efectiva, es decir, la cantidad de agua que una masa líquida al aire libre pierde a través de su superficie por haberse convertido en vapor, durante un cierto periodo de tiempo.

Dicho propiamente, el tanque de evaporación es el tanque de tierra clase "A" modelo standard del Weather Bureau.

Dado que en los fenómenos de evaporación influyen entre otros, principalmente, el recorrido del viento, la temperatura, la humedad, la insolación etc., un tanque debe instalarse en una estación meteorológica junto a un anemómetro de recorrido y un pluviómetro, y , dentro del tanque un termómetro de extremas.



Foto 2.1 Tanque Evaporímetro.

2.6.2 FÓRMULAS EMPÍRICAS.

La mayor parte de las fórmulas empíricas que se han propuesto se basan en el planteamiento aproximado de la Ley de Dalton (ecuación 2.6.2). existe una gran cantidad de fórmulas de este tipo, pero todas ellas son muy similares, por lo que en este apartado se mencionará sólo una.

Fórmula de Meyer

Propuesta en 1915, esta fórmula es:

$$E_m = C e_s - e_a (1 + V_m / 16.09) \quad \text{Ec. 2.19}$$

Donde:

E_m = Evaporación mensual en cm.

e_a = presión de vapor media mensual en pulgadas de mercurio.

E_s = presión de vapor de saturación media mensual en pulgadas de mercurio

V_m = velocidad media mensual del viento, media a 10 m de la superficie, en km/hr.

C = coeficiente empírico, cuyo valor puede tomarse como 38 para depósitos pequeños evaporímetros y de 28 para grandes depósitos.

e_a y e_s se determinan con base en la temperatura y la humedad relativa medias mensuales.

2.6.3 BALANCE DE ENERGÍA

Penman, en 1948, desarrollo una teoría basada en el balance de energía para el calculo de la evaporación que no se presentará con detalle en este texto, la ecuación es la siguiente:

$$E = \frac{\Delta R_n + \gamma E_a}{\Delta + \gamma} \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde:

$$\Delta = \frac{e'_s - e_s}{T'_s - e_a}$$

$$R_n = (1 - r) R_c - R_B$$

$$E_n = k(e_s - e_a) f(V_m)$$

$$\gamma = \text{constante psicrométrica} = 0.27 \frac{\text{mmHg}}{^\circ\text{F}}$$

e'_s = presión de vapor de saturación para la temperatura del aire en la zona de intercambio, mmHg.

e_s = presión de vapor de saturación para la temperatura del aire, mmg.

T' = temperatura del aire en la zona de intercambio, F.

r = reflectividad o albedo: $r = 0.05$ para grandes masas de agua.

R_c = radiación solar, g .cal/cm. día.

R_B = radiación emitida por la masa de agua, g.cal/cm. día.

K = constante.

V_w = velocidad del viento, km./h.

E = evaporación, mm. /día.

Para facilitar la ampliación de la ecuación 2.6.4, Wilson propone el nomograma mostrado en la figura 2.6.2 para usar dicho nomograma se requiere los siguientes datos:

- Temperatura del aire T_a : °C.
- Relación de nubosidad, n / D .

Donde:

n = número de horas del sol reales en el mes en cuestión.



D = número de horas de sol posible, esto es, el que se tendría si no hubiera nubes en todo el día.
 El valor de n puede estimarse a partir de información meteorológica y D según la latitud y la época del año con la tabla 2.6.1

- c) R_c , que puede calcularse también en función de la latitud y la época del año con la tabla 2.62.
 d) La humedad relativa h, en%, en función de la presión de vapor y T_a .

Tabla 2.3 Valores de D en h

latitud N o S	Njul17 Sene15	Ago19 Feb15	Sep17 Mar15	Oct18 Abr15	Nov17 May15	Dic16 Jun15	Ene13 Jul15	Feb11 Ago15	Mar13 Sep15	Abr12 Oct15	May13 Nov15	Jun14 Dic15
0	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1
10	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.5	11.6	11.8	12.0	12.3	12.6	12.7
20	13.2	12.7	12.2	11.7	11.2	10.9	11.0	11.4	12.0	12.6	13.1	13.3
30	13.9	13.1	12.3	11.4	10.6	10.2	10.4	11.0	11.9	12.8	13.6	14.1
40	14.6	13.6	12.4	11.1	9.9	9.3	9.6	10.5	11.8	13.2	14.3	15.0
50	15.9	14.2	12.5	10.6	9.0	8.1	8.5	9.9	11.7	13.6	15.3	16.3
60	18.0	15.3	12.7	10.0	7.4	5.9	6.6	8.7	11.5	14.3	17.0	18.7
70	24.0	17.6	13.2	8.8	3.6	0	0	6.7	11.3	15.2	21.3	24.0
80	24.0	24.0	14.6	4.2	0	0	0	0	11.2	20.2	24.0	24.0
90	24.0	24.0	24.0	0	0	0	0	0	0	24.0	24.0	24.0

 Tabla 2.4 Valores de R_c , cal/cm día

Latitud	Mar 21	Abr 13	May 6	May 29	Jun 22	Jul 15	Ago 8	Ago 31	Sep 23	Oct 16	Nov 8	Nov 30	Dic 22	Ene 13	Feb 4	feb 26
N 90																
80	100	436	795	1029	1109	1024	788	431								
70	310	541	771	967	1012	962	764	535	158	7						7
60	460	654	833	962	1008	957	825	648	455	281	150	74	50	75	150	284
50	592	754	893	987	1019	983	885	747	585	423	295	210	181	211	298	432
40	707	831	937	1001	1021	996	928	822	697	561	442	358	326	361	447	570
30	198	981	957	996	1004	989	949	882	788	683	581	507	480	509	585	690
20	866	921	951	963	963	958	943	911	856	788	706	646	623	649	712	792
10	908	924	920	907	899	903	913	914	897	860	813	770	755	775	819	870
0	922	899	862	828	814	824	855	889	912	913	898	877	868	881	904	923
S 10	908	849	783	728	708	725	776	838	897	937	954	959	961	964	964	949
20	866	773	60	611	584	608	674	763	856	934	987	1017	1029	1023	997	946
30	798	674	559	479	449	477	554	665	788	903	993	1051	1072	1056	1002	915
40	707	554	425	339	306	338	421	549	697	844	972	1058	1091	1063	982	853
50	592	420	284	199	170	198	282	416	585	765	928	1044	1088	1048	936	775
60	460	277	144	70	48	70	143	274	455	663	865	1113	1077	1022	872	672
70	316	131	24				24	130	312	518	801	1023	1113	1028	809	555
80	166	7						7	158	442	814	1072	1166	1077	820	447
90										442	825	1088	1183	1094	833	447

- e) La velocidad del viento V en km/hr, medida 855 a 2 m de la superficie.

Ejemplo: obtener la evaporación en el día 15 de agosto en un sitio localizado en la latitud 60 N, cuando la temperatura es de 18 C; $n = 6.3h$, $V = 3m/s$ y $h = 60\%$.

Solución:

De la tabla 2.6.1, $D = 15.3$ h

$$\text{Por lo tanto } \frac{n}{D} = \frac{6.3}{15.3} = 0.41$$

De la tabla 2.4; $R_c = 800$ (interpolando).

Del nomograma de Wilson, en la figura 2.10

$$E1 = -2.30$$

$$E2 = 3.40$$

$$E3 = 0.92$$

$$E4 = 1.52$$

$$E = -2.30 + 3.40 + 0.92 + 1.52 = 3.54 \text{ mm/día}$$

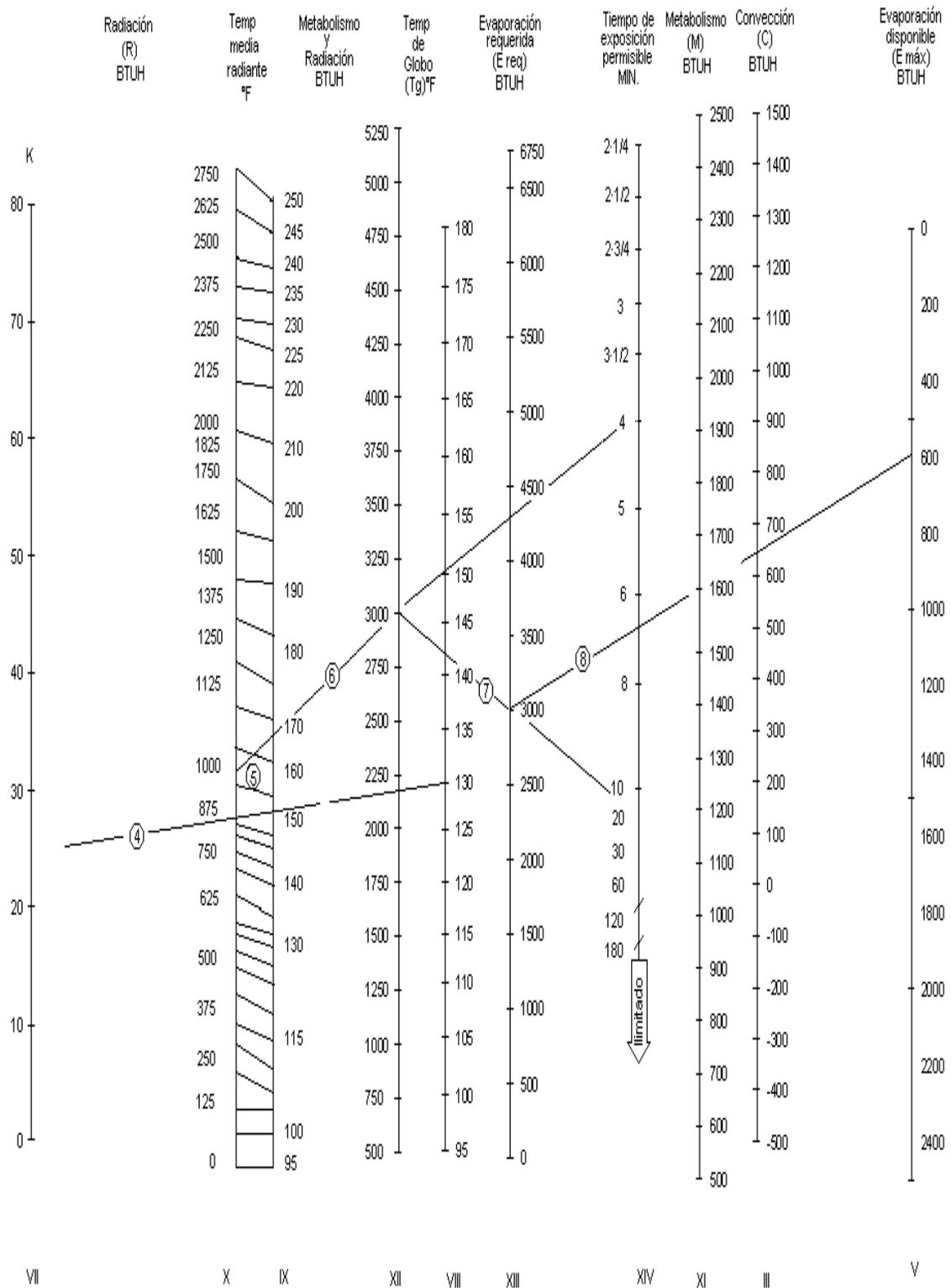


Fig. 2.10 Nomograma de Wilson



2.7 INFILTRACIÓN

2.7.1 DEFINICIÓN

Se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares.

La diferencia entre el volumen del agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de pérdidas. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración.

Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo ese nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia escurrimiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el del escurrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo. Sin embargo, la infiltración recibe poca atención por parte de los ingenieros proyectistas, quizá por la falta de herramientas adecuadas para su tratamiento.

DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE INFILTRACIÓN

El proceso de infiltración puede describirse de la manera siguiente:

Considérese un área de suelo suficientemente pequeña, de modo que sus características (tipo de suelo, cobertura vegetal, etc.), así como la intensidad de la lluvia en el espacio puedan considerarse uniformes, aunque la última cambie en el tiempo.

Supóngase que, al inicio de una tormenta, esta de tal manera seco que la cantidad de agua que puede absorber en la unidad de tiempo (es decir su capacidad de infiltración) es mayor que la intensidad de la lluvia en esos primeros instantes de tormenta, bajo estas condiciones, se infiltraría toda la lluvia, es decir:

$$\text{Si } i > f_p \quad f=i \quad \text{Ec. 2.21}$$

Donde

f = infiltración, expresada como lámina por unidad de tiempo, por ejemplo, mm/h.

f_p = capacidad de infiltración, en las mismas unidades.

i = Intensidad de lluvia.

En esta parte del proceso las fuerzas producidas por la capilaridad predominan sobre las gravitatorias. Al avanzar el tiempo, si la lluvia es *suficientemente intensa* nido de humedad del suelo aumenta hasta que la superficie alcanza la saturación.

En ese momento se empieza a llenar las depresiones del terreno, es decir, se originan charcos y comienza a producir flujo sobre la superficie, a este instante se le llama tiempo de encharcamiento



y se denota como t_p .

Después del encharcamiento, si la lluvia sigue siendo intensa, las fuerzas capilares pierden importancia frente a las gravitatorias, pues el contenido de humedad del suelo aumenta y la capacidad de infiltración disminuye con el tiempo. Además, bajo estas condiciones, la infiltración se hace independiente de la variación en el tiempo de la intensidad de la lluvia, en tanto ésta sea mayor que la capacidad de transmisión del suelo, de manera que:

$$\text{Si } i > f_p, \quad t > t_p, \quad f = f_p \qquad \text{Ec. 2.22}$$

Donde f_p decrece con el tiempo. Nótese que las dos primeras desigualdades de 2.21 son independientes.

Bajo las condiciones anteriores, la capa saturada --- que en el tiempo de encharcamiento era muy delgada y estaba situada en la superficie del suelo---se ensancha a medida que su límite inferior, denominado, *frente húmedo*, baja. Entonces dado que cada vez una mayor parte del suelo está saturada, las fuerzas capilares pierden importancia paulatinamente, hasta que llega un momento, teóricamente en $t = \infty$, en que, el estar todo el medio saturado, el movimiento del agua se produce sólo por la acción de la gravedad y la capacidad de infiltración se hace constante.

La descripción anterior es, de rigor, válida solamente para una columna de suelo homogénea donde el nivel freático esté muy profundo; sin embargo, se verifica con una precisión aceptable en la mayoría de los casos prácticos.

FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN

- a) Textura del suelo
- b) Contenido de humedad inicial
- c) Contenido de humedad de saturación
- d) Cobertura vegetal
- e) Uso del suelo
- f) Aire atrapado
- g) Lavado de material fino
- h) Compactación
- i) Temperatura, sus cambios y diferencias.

2.7.2 MÉTODOS EMPÍRICOS

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y volumen de escurrimiento en una cuenca, las pérdidas se pueden calcular, de acuerdo con su definición, como

$$V_p = VII - Ved \qquad \text{Ec. 2.23}$$

V_p = volumen de pérdidas

VII = volumen de lluvia

Ved = volumen de escurrimiento directo

Si ambos miembros de la ecuación (2.22) se dividen entre el área de la cuenca se obtiene:

$$F = I - R$$

Ec. 2.24

Donde:

F = infiltración o lámina de pérdidas acumulada.

I = altura de la lluvia acumulada

R = escurrimiento directo acumulado

Y a su vez la ecuación (2.23) se deriva con respecto al tiempo se tiene:

$$f = \dot{i} - r \quad \text{Ec. 2.25}$$

Donde: r es la lámina de escurrimiento directo por unidad de tiempo, para la aplicación de los métodos que simulan la relación lluvia escurrimiento, es necesario conocer la variación del tiempo de r, para ello se usan comúnmente dos tipos de criterios en cuencas aforadas: el de la capacidad de infiltración media y el del coeficiente de escurrimiento.

2.7.3 CRITERIO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN MEDIA

Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante toda la tormenta. A esta capacidad de infiltración se le llama índice de infiltración media Φ . Cuando se tiene un registro simultáneo de precipitación y escurrimiento de una tormenta, el índice de infiltración media se calcula de la siguiente manera:

- Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen directo.
- Se calcula la altura de la lluvia en exceso o efectiva h_{pe} como el volumen de escurrimiento directo dividido entre el área de la cuenca:

$$H_{pe} = V_{ed}/Ac \quad \text{Ec. 2.26}$$

- se calcula el índice de infiltración media trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación queden arriba de esa línea sea igual a h_{pe} . El índice de infiltración media será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la altura horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hietograma.

Ejemplo:

En una cuenca de 36 km² se midieron el hietograma y el hidrograma mostrados en la gráfica 2.5 a y b, respectivamente. Determinar el índice de volumen medio que se tuvo durante la tormenta.

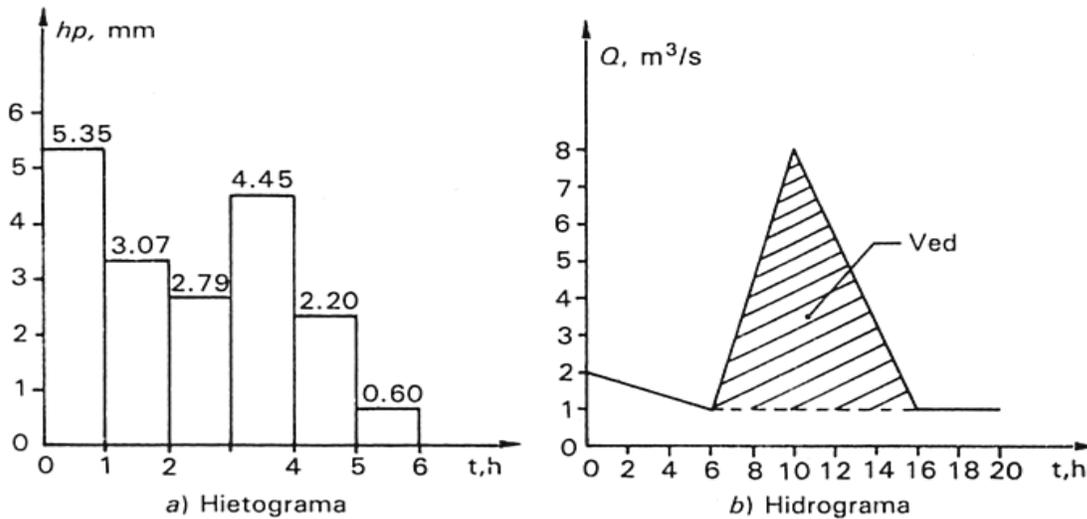
- Separación del gasto base y cálculo del volumen de escurrimiento directo.

De la figura 2.7.3b se observa que, en este caso, al línea de separación entre gasto base y gasto directo es una recta volumen tal. El volumen de escurrimiento directo es entonces:



$$Ved = \frac{10 \times 3\,600 \times 7}{2} = 126\,000 \text{ m}^3$$

2



Gráfica 2.5 Hietograma e Hidrograma

b) Cálculo de la lluvia efectiva.

La altura de lluvia efectiva es:

$$H_{pe} = \frac{126\,000}{36 \times 10^6} = 0.0035 \text{ m} = 3.5 \text{ mm}$$

c) Cálculo de ϕ .

En la tabla sig. Se hacen algunos tanteos para encontrar el valor correcto de ϕ .

En la tabla sig. H_{pei} es la altura de precipitación en exceso correspondiente a la i -ésima barra del hidrograma. El índice de infiltración media es de 3.15 mm/h.

Nótese que si el intervalo de tiempo que duran las barras del hietograma de la fig. sig(a) hubiera sido de 2h, ϕ sería de 3.15 mm/2 ó 1.575 mm/h y si $\Delta t = 0.5$ h, $\phi = 3.15 \text{ mm}/0.5 \text{ h}$ ó 3.60 mm/h.

2.7.4 MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.

Todos los criterios antes mencionados requieren que la cuenca esté aforada, es decir, que se hayan medido gasto de salida al mismo tiempo que las precipitaciones. Dado que la mayor parte de las cuencas del país no están aforadas, con mucha frecuencia no se cuenta con estos datos, por lo que es necesario tener métodos con los que se pueda estimar la altura de la lluvia efectiva a

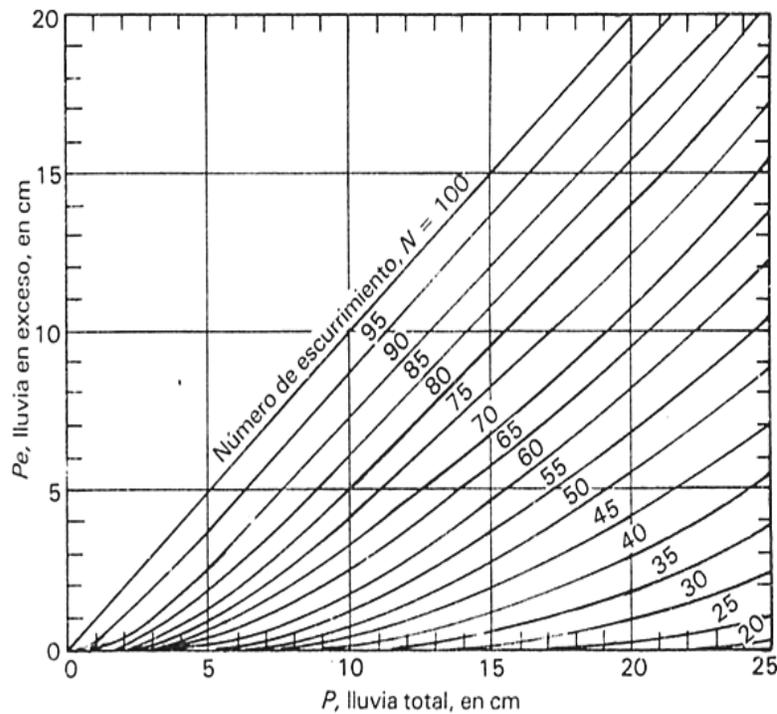


partir de la total y las características de la cuenca.

El U. S. Soil Conservation Service propone el siguiente método (referencia Ec. 2.26), llamado “de los números de escurrimiento”, que reúne las características mencionadas.

La altura de la lluvia total P se relaciona con la altura de la lluvia efectiva Pe mediante las curvas mostradas en la gráfica siguiente.

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$



Gráfica 2.6 y Ec. 2.26 Número de escurrimiento

Estos valores se determinaron con la Ec. 2.26

Tabla 2.5 selección de N

Uso de la tierra Y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendie nte Del terreno	Tipo de suelo



		En %	A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivo en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	terrazas	<1	62	71	78	81
	Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84
Surcos rectos		<1	63	75	83	87
Contorneo		>1	63	74	82	85
Contorneo		<1	61	73	81	84
Terrazas		>1	61	72	79	82
Terrazas		>1	59	70	78	81
Leguminosas o Praderas con rotación		Surcos rectos	>1	66	77	85
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
	Pastizales	-----	>1	68	79	86
-----		<1	39	61	74	80
Contorneo		>1	47	67	81	88
Contorneo		<1	6	35	70	79
Pradera permanente		<1	30	58	71	78
Bosques naturales						
Muy ralo		-	56	75	86	91
Ralo		-	46	68	78	84
Normal		-	36	60	70	77
Espeso		-	26	52	62	69
Muy espeso		-	15	44	54	61
Caminos						
De terrecería		-	72	82	87	89
Con superficie dura		-	74	84	90	92

Tabla 2.6 Clasificación de suelos

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables
B	Arenas finas y limos



C	Arenas muy finos, limos, suelos con alto contenido de arcilla
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.

Que resulta más práctica de usar que la grafica 2.6, especialmente para valores de P pequeños. En la gráfica 2.6 y la ecuación 2.26, N es el “número de escurrimiento” cuyo valor depende del tipo del suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores.

En la tabla 2.5 se muestran los valores de N para algunas condiciones. El tipo de suelo se estima tomando como guía la tabla 2.6 para tomar en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al numero de escurrimiento obtenido en la tabla 7.3, según la altura de precipitación acumulada cinco días antes de la fecha en cuestión, 11_5 de la siguiente manera:

- Si $11_5 < 2.5$ cm, hacer corrección A.
- Si $2.5 < 11_5 < 5$ cm, no hacer corrección.
- Si $11_5 > 5$ cm, hacer la corrección B.

Las correcciones A y B mencionadas se muestran en la tabla 7.5

Ejemplo 2.7.4. una cuenca esta formada en un 70 % por bosque naturales normales y en un 0 % por pastizales naturales con pendiente menor al 1 %. el suelo de toda la cuenca esta constituido por arenas muy finas con un alto contenido de arcillas.

Calcular el coeficiente de escurrimiento para una tormenta que tiene una altura total de precipitación de 50 mm, tomando en cuenta que durante los cinco días anteriores hubo una precipitación acumulada de 89 mm.

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

Tabla 2.7 Cálculo y corrección de N

Solución:

De acuerdo con la tabla 2.6 el suelo es de tipo C. Según tabla 2.5, los valores de N son, para el área boscosa y de pastizales respectivamente, de:

$$N_{70} = 70$$

$$N_{30} = 86$$

Un valor de N medio para la cuenca es:

$$\bar{N} = 0.7 \times 70 + 0.3 \times 86 = 75$$

Dado que la precipitación antecedente es mayor que 2.5 cm, el valor de N debe modificarse según la corrección B de la tabla 2.7

El valor corregido de N es:

$$N_c = 88$$

Con este valor de N_c y con $P = 5$ cm, se obtiene de la ecuación 2.26, o la gráfica 2.26, que la precipitación efectiva es:

$$P_e = \frac{\left[5 - \frac{508}{88} + 5.08 \right]^2}{5 + \frac{2032}{88} - 20.32} = 2.39 \text{ cm}$$

el coeficiente de escurrimiento es:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{11}} = \frac{P_e \text{ } Ac}{P \text{ } Ac} = \frac{P_e}{P} = \frac{2.39}{5.00} = 0.48$$

CAPÍTULO III

3.1 DEFINICIÓN

Una vez que el agua de lluvia llega al suelo, la altura de precipitación “h”, ocurrido en un tiempo “t”, se distribuye, dependiendo la forma de distribución de las condiciones imperantes en el momento y sitio en que ocurre la lluvia.

Una parte de la lluvia es interceptada por las plantas, otra se deposita en almacenamientos superficiales; una mas se infiltra incrementando las corrientes superficialmente hacia los cauces naturales de drenaje, formando así las corrientes.

Una representación gráfica de lo anterior se muestra en la figura 3.1.

Tomando encuesta el camino que sigue el agua para agregarse a las corrientes, el escurrimiento puede ser: superficial, sub.- superficial o subterráneo.

El escurrimiento superficial es el que viaja por la superficie del terreno hacia los cauces entendiéndose por cause cualquier depresión del terreno por la que pueda fluir el agua (pudiendo tener una longitud y una capacidad variable) durante y después de ocurrida la precipitación, si se toma en cuenta que las depresiones existentes en una cuenca son numerosas, se puede observar que la distancia que tiene que recorrer el agua sobre la superficie es relativamente corta.



Figura 3.1 Escurrimiento

Analizando la figura 3.1 se observa que cuando la lluvia empieza el agua que cae es interceptada, posteriormente se infiltra, saturando primero el terreno y el excedente del agua infiltrada se agrega a las corrientes subterránea; cuando se satisface la capacidad de infiltración del suelo, el agua excedente escurre superficialmente, de ahí que, se puede puntualizar que el escurrimiento superficial marca el exceso a la capacidad de infiltración del suelo en el cual se presenta.

En las lluvias de poca intensidad, el escurrimiento superficial se presenta únicamente en zonas impermeables y exceptuando las zonas urbanas donde toda la superficie es impermeable, el porcentaje de áreas impermeables en una cuenca es muy pequeño.

El escurrimiento sub - superficial es la parte de la lluvia que se infiltra y que se mueve lateralmente por los estratos mas elevados hasta llegar al cauce, su movimiento es más lento que el superficial por lo que tarda en llegar más al cauce.

La cantidad de escurrimiento superficial depende de las condiciones geológicas de la zona, las que pueden obligar al flujo que favorece antes de llegar al cauce y seguir por la superficie del terreno ó

bien que se agregue al escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento subterráneo es el producto de la lluvia que se infiltra hasta llegar a los niveles freáticos y viaja por este camino hasta enriquecer las corrientes superficiales, su movimiento es más lento que el superficial y que el sub.- superficial.

Las aguas que se filtran hasta convertirse en escurrimientos subterráneos por sus características de movilidad y su fuente de abastecimiento al descargar al cauce, se conoce como “caudal de estiaje” ó “gasto base”

La separación de estas tres partes provenientes del producto de la lluvia es arbitraria y en gran parte artificial, ya que el agua podría iniciar su escurrimiento superficial luego de infiltrarse y terminar su movimiento hacia el cauce como escurrimiento del subsuelo. O el escurrimiento del subsuelo podrá aflorar a la superficie debido a una barrera impermeable y continuar su camino hacia el cauce por la superficie del terreno.

3.2 DIFERENTES TIPOS DE ESCURRIMIENTO

Para propósitos prácticos de análisis, el escurrimiento total de una corriente se considera formado por un escurrimiento directo y un escurrimiento base llamado también caudal de estiaje.

El escurrimiento directo es el que se agrega a la corriente después de ocurrida la lluvia o tormenta y esta formado por la suma del escurrimiento superficial y el escurrimiento sub.- superficial inmediato más la precipitación en el cauce o canal; por ser ésta una pequeña cantidad se le considera como parte integrante del escurrimiento superficial.

La inclusión o no del escurrimiento sub.- superficial al efectuar análisis del hidrógrafo depende del criterio y finalidad con que se haga dicho análisis.

El escurrimiento base ó caudal de estiaje también conocido como gasto se define “como el escurrimiento subterráneo y del escurrimiento lento y temporal que se compone del escurrimiento subterráneo y del escurrimiento superficial retrasado”. Sin embargo y como se mencionó anteriormente, en ciertos procedimientos de análisis del hidrograma del gasto base se supone, ya sea incluyendo o excluyendo el total del escurrimiento sub.- superficial pero no una parte de él.

Durante una tormenta productora del escurrimiento, se considera que la precipitación total consta de una parte abstracta y de una parte llamada “exceso de precipitación”, siendo esta parte la que contribuye directamente al escurrimiento superficial. Cuando la precipitación es en forma de lluvia de menor intensidad, pero que produzca escurrimiento, se le conoce como “exceso de lluvia”

La parte que se considera abstracta, esta compuesta por las partes remanente de la precipitación que eventualmente escurre por la superficie, tales como la interceptación, la evaporación, la transpiración, el almacenamiento de depresiones y la infiltración, no siendo apropiado, ya que según hemos visto en el ciclo hidrológico, el agua no se pierde.

En la figura 3.2 se muestra la distribución de la precipitación, señalando los caminos que torna el agua de lluvia para llegar al cauce.

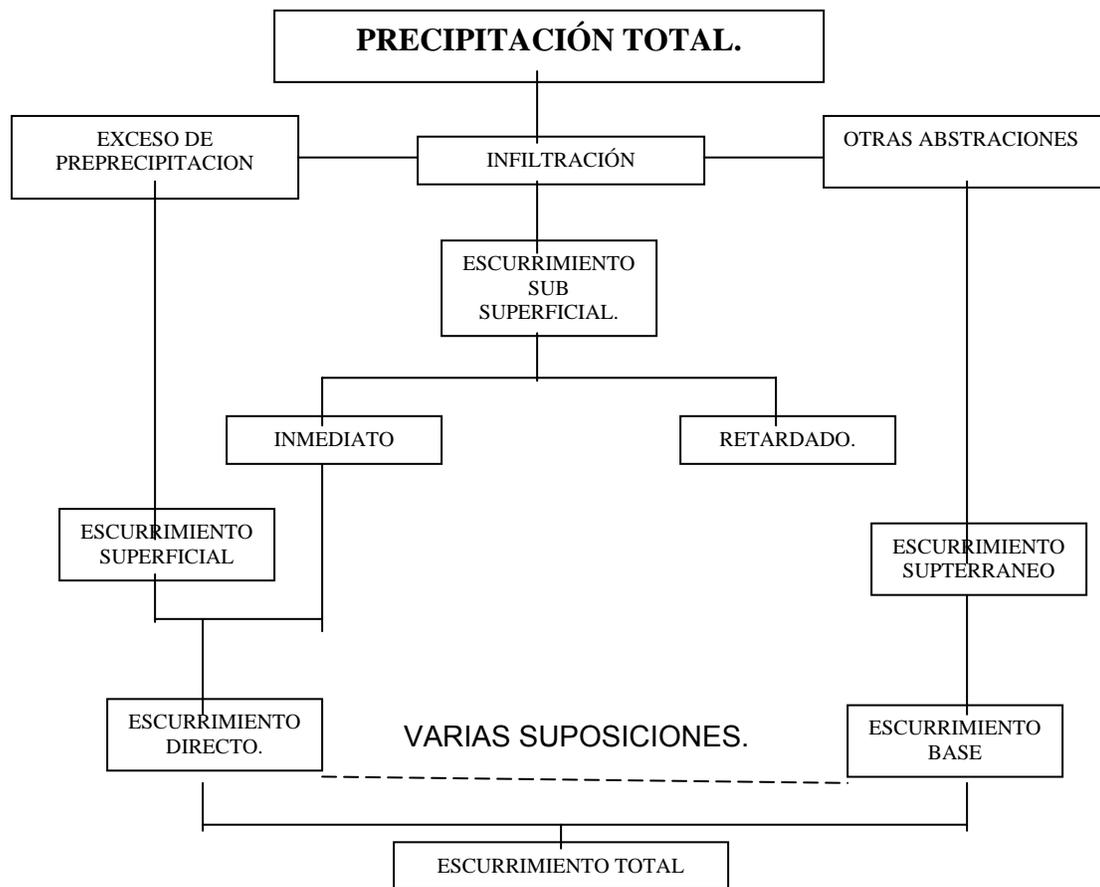


Figura 3.2 Distribución de la precipitación

3.3 HIDROGRAMAS.

Los hidrogramas de escurrimiento directo permiten calcular hidrogramas unitarios que permitirá pronosticar el gasto máximo que se presentará ante una precipitación efectiva. Sin embargo, estos hidrogramas unitarios solamente servirán para calcular hidrogramas de escurrimiento directo cuando la duración de la precipitación efectiva sea igual a la del hidrograma unitario.

Existen varios tipos de métodos para calcular el Hidrograma Directo (HUI), a través de: con evolución integral, Modelos Conceptuales, Curva Tiempo – Área, los cuales permitirán pronosticar avenidas, con sólo proporcionarle al método la lluvia efectiva y el hidrograma de escurrimiento.

Un hidrograma es entonces cualquier gráfica que relaciona el gasto contra el tiempo. Si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta.

Un hidrograma es la expresión gráfica de $Q = f(t)$. Puede representarse a escalas muy diversas: en el eje de abscisas puede aparecer un intervalo de tiempo de 12 horas o de 2 años.

El área comprendida bajo un hidrograma es el volumen de agua que ha pasado por el punto de

aforo en el intervalo de tiempo considerado. En la siguiente figura, el área bajo la curva del hidrograma es el volumen de agua que ha pasado entre t_1 y t_2 .

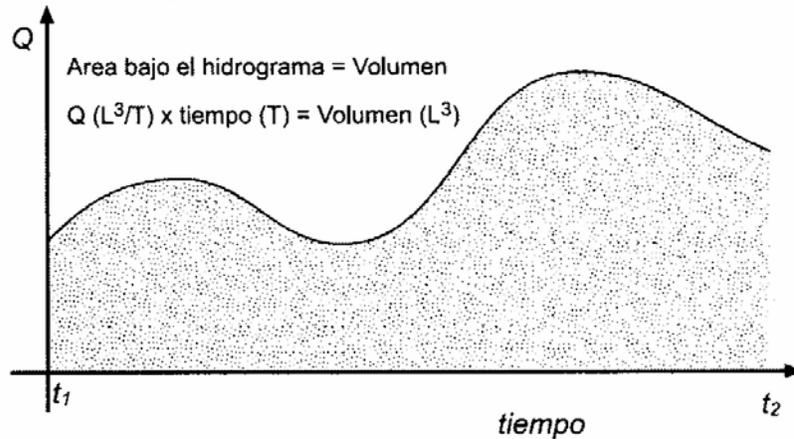


Fig. 3.3 Área comprendida bajo un hidrograma

Esto se puede cuantificar de diferentes modos, según el caso:

- si disponemos del dibujo de un hidrograma, planimetramos la superficie comprendida bajo el hidrograma. Como ejemplo, supongamos que en la figura adjunta 1cm. 2 corresponde a 1 día en abscisas y a 5 m³ en ordenadas. Cada cm² bajo el hidrograma corresponderá a un volumen de agua igual a:

$$\text{Volumen} = \text{caudal} \times \text{tiempo} = 5\text{m}^3/\text{seg.} \times 86400 \text{ seg.} = 432000\text{m}^3$$

- si el fragmento de hidrograma considerado responde a una ecuación, bastará con calcular la integral de dicha ecuación.
- Si disponemos de una serie de caudales tomados a incrementos de tiempo iguales, el volumen será:

$$Q_1 \cdot t + Q_2 \cdot t + Q_3 \cdot t + \dots$$

3.3.1 HIDROGRAMA UNITARIO “COMÚN”.

Este hidrograma es la función de respuesta de periodicidad unitaria para un sistema hidrológico lineal. El hidrograma unitario (H U) es definido como la gráfica del escurrimiento directo resultante de 1 cm. De lluvia en exceso que se genera, de manera uniforme, sobre de un área de drenaje a razón constante durante el transcurso de una duración efectiva de precipitación. Es propuesto por primera vez en 1932 por Sherman, quien clasificó el escurrimiento en superficial y de agua subterránea, par definir H U solamente en el escurrimiento superficial.

El HU es un modelo lineal simple que nos permite deducir el hidrograma resultante del exceso de lluvia para cualquier precipitación. Para la implementación de este modelo, se hacen los siguientes supuestos:

- La lluvia en exceso es de intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- La lluvia en excesos esta distribuida de manera uniforme sobre toda el área del drenaje.

- La duración del escurrimiento directo (tiempo base del HU) que resulta del exceso de lluvia de duración conocida constante.
- Las ordenadas del los HU que resulta de una lluvia en exceso refleja las características de la cuenca que no varían.

Estas suposiciones no se cumplen en condiciones naturales, no obstante, se selecciona la información hidrológica con cuidado para que las condiciones se cumplan de manera aproximada.

Los datos que arroja el HU son generalmente aceptados para fines prácticos.

El modelo del HU fue desarrollado para aplicarse a las cuencas de gran tamaño, pero se ha demostrado que pueden emplearse en cuencas pequeñas de menos de 0.5 km² hasta 25 km².

Para situaciones en que una o más de las condiciones señaladas no se cumplen o no se aplican, el modelo es inefectivo por lo cual no se puede emplear. Las suposiciones hechas tienen las condiciones específicas siguientes.

Suposición 1) Las tormentas que se eligen para el análisis deben tener una duración corta. Esto es gracias a que existen mas probabilidades de que estas generen una razón constante de lluvia intensa en exceso, resultando el HU bien definido, con un solo pico y con tiempo de base pequeño.

Suposición 2) el HU puede volverse inadecuado e inaplicable cuando el área de drenaje es muy grande para ser afectada por una lluvia uniformemente repartida. En esta situación, el área debe ser fragmentada y analizar cada fracción para tormentas que las afecten por completo y de manera uniforme.

Suposición 3) el tiempo base en el escurrimiento directo es usualmente incierto, pero depende del método de separación del flujo base. Este tiempo es generalmente corto si se toma en cuenta que el escurrimiento directo solamente contempla el escurrimiento superficial. Pero es largo si también se toman en cuenta el escurrimiento sub – superficial.

Suposición 4) las ideas de superposición y proporción son validas, de tal forma que las ordenadas Q_n del HU pueden obtenerse empleando la ecuación de convolución discreta. No obstante, la información hidrológica que se obtiene no es realmente lineal por lo que el HU que se obtiene es solo una aproximación que en la práctica es satisfactoria.

Suposición 5) el HU se toma como único e invariable respecto al tiempo para una cuenca específica. Esto se llama principio de invarianza temporal, el cual junto con los de superposición y proporción es elemental para el modelo de HU. Esto sucede ya que los HU solamente se aplican cuando en las condiciones en las que se encuentra el canal se conservan y las cuencas, no tienen almacenamientos de agua considerables. No se cumple la última condición cuando en la cuenca existen muchos embalses o las crecientes corren sobre planicies de inundación, debido a que se genera un gran almacenamiento.

3.3.2 HIDROGRAMA DE UNA CRECIDA

Para comprender la forma de un hidrograma y como esta es el reflejo de las precipitaciones que han generado esa escorrentía directa, supongamos un experimento de laboratorio en el que arrojamos unas precipitaciones constantes sobre el canal regular y aforamos el caudal a la salida del canal (Fig. 3.2).

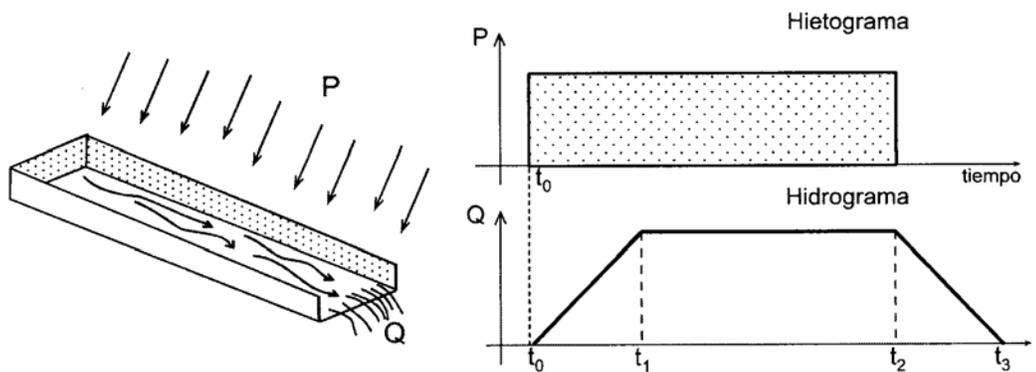


Fig. 3.4 Experimento de laboratorio, donde se arrojan precipitaciones constantes en un canal regular.

El hietograma será una banda homogénea, puesto que se trata de una precipitación artificial de intensidad constante. El hidrograma comenzará a subir desde el instante t_0 en que comienza la precipitación y el caudal irá aumentando hasta t_1 , momento en que llega al punto de salida la primera gota que cayó en el punto alejado del canal. A partir de ese momento, el caudal se mantendrá constante (e igual a la intensidad de precipitación que está cayendo sobre el canal), y así seguirá mientras durará la precipitación constante. Si en el instante t_2 la precipitación cesa bruscamente, el caudal irá disminuyendo mientras la lámina de agua que ocupaba el canal va llegando a la salida. En el instante en que la última gota que cayó en el punto más alejado llega a la salida (t_3) el caudal se anula.

El intervalo de t_0 a t_1 es igual al intervalo de t_2 a t_3 : ambos son el tiempo que tarda en llegar a la salida una gota caída en el punto más alejado de esta. En la cuenca real se llama tiempo de concentración y es un parámetro fundamental en el estudio del comportamiento hidrológico de una cuenca.

En la figura 3.6 se aprecia que:

$$T_{\text{base}} = t_p + t_c$$

Donde:

t_{base} = tiempo base del hidrograma.

t_p = duración de la precipitación.

t_c = tiempo de concentración

si repitiéramos al experiencia con un recipiente en forma similar a la de una cuenca real, el hidrograma obtenido sería como una muestra en la figura 3, lo que ya es similar a un hidrograma de crecida real.

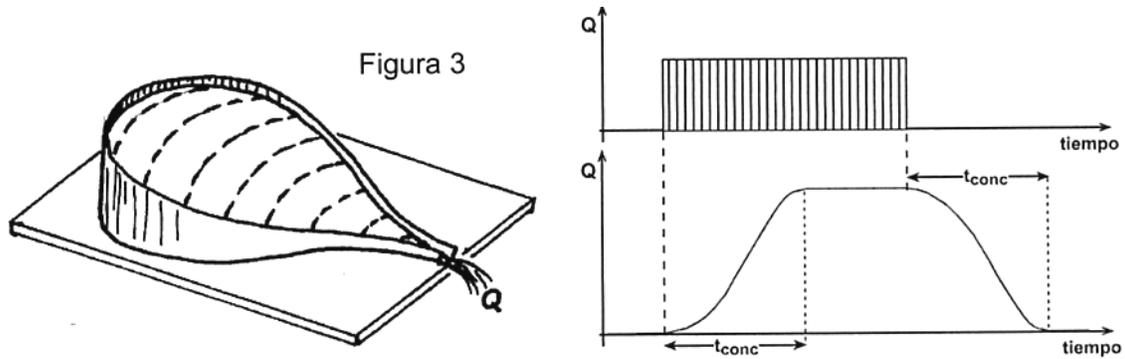


Fig. 3.5 hidrograma obtenido a partir de un recipiente de forma similar a la cuenca real.

Las líneas de trazos que aparecen en la cuenca de la figura 3.3. representan las zonas de igual tiempo de llegada a la salida, es decir: tras el comienzo de la precipitación, en el primer t llegaría el agua caída en la primera banda, en el 2° t llegaría el agua caída en las bandas 1ª y 2ª, etc. en el 9° t y sucesivos llegaría el agua caída en toda la cuenca. Al cesar la precipitación, en el primer t ya faltaría el agua que no había caído en la 1ª banda, y así se aforarían las caídas en las bandas 2ª y siguientes en los t anteriores. En 2° t faltarían la de la 1ª y la 2ª, y al final del hidrograma se aforarían solamente el agua caída en la 9ª banda antes del fin de la precipitación.

En ambos casos, figura 3.2 y fig. 3.3 el hidrograma tiene una meseta horizontal debido a que el tiempo de precipitación es mayor que el tiempo de concentración de la cuenca. Si no es así, es decir, que la duración de las precipitaciones es menor que el tiempo de concentración, no se llega a alcanzar la meseta de caudal constante, comenzando a bajar antes de alcanzar ese caudal constante.

El hidrograma de crecida tendría esquemáticamente la forma que se presenta en la figura 3.6. En el hidrograma distinguimos las precipitaciones que se infiltran de las que producen escorrentía directa, que denominamos precipitación neta o efectiva. La separación de ambas varía con el tiempo.

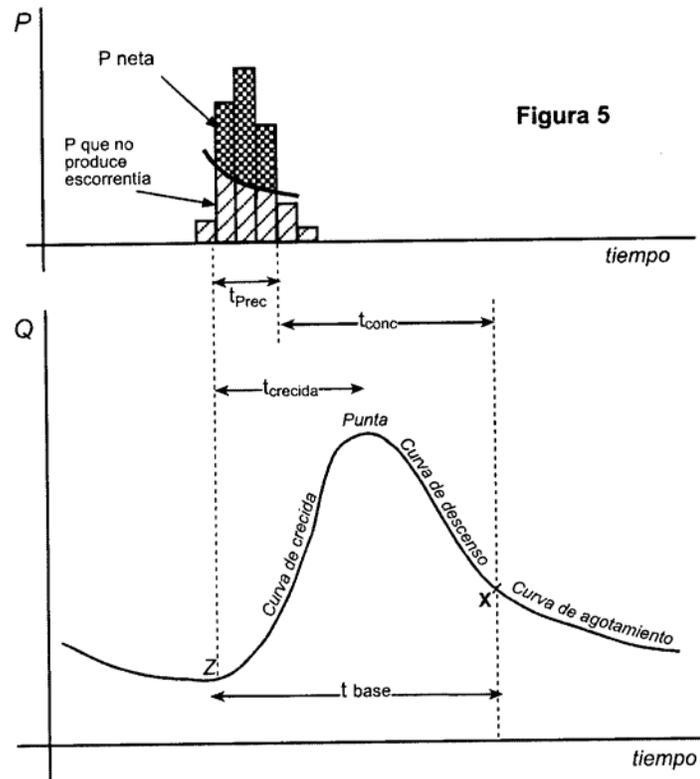


Fig. 3.6 hidrograma de crecida

Observamos que se cumple la ecuación: $t = t_{\text{precip}} + t_{\text{conc}}$ que habíamos visto para el canal de la figura 3.2. el punto marcado en la figura 3.4 como x es el momento en que toda la escorrentía directa provocada por esas precipitaciones ya ha pasado. El agua aforada desde ese momento es escorrentía básica, que si se trata de una cuenca sin almacenamiento superficial, corresponde a escorrentía subterránea. Es importante notar que la nueva curva de agotamiento comienza mas alto que el punto Z, en que se encontraba el agotamiento antes de la crecida. Eso es debido a que parte de la precipitación que se infiltró está ahora alimentando el cauce.

En un hidrograma real las precipitaciones son intermitentes en el tiempo y dispersas e irregulares en el espacio de la cuenca receptora que está siendo aforada, por lo que el hidrograma aparecerá con un trazado irregular.

El punto X veremos que se aprecia mejor si representamos $\log Q$ en función del tiempo.

3.4 ELEMENTOS Y PARÁMETROS DE LOS HIDROGRAMAS.

3.4.1 SEPARACIÓN DE COMPONENTES.

Su función consiste en distinguir que parte del caudal es debido a escorrentía básica y que parte a escorrentía directa (o simplificando: a escorrentía superficial y a escorrentía subterránea). Esto se realiza de una manera sencilla gráficamente, prolongando la curva de agotamiento previa a la crecida hasta la vertical de la punta del hidrograma (figura 3.5, trazo Z-Y), y luego unir ese punto con el comienzo de la curva de agotamiento que sigue a la crecida (figura 3.5, trazo Y-X). Para



comprender el funcionamiento de este procedimiento gráfico se considero el instante t_1 :

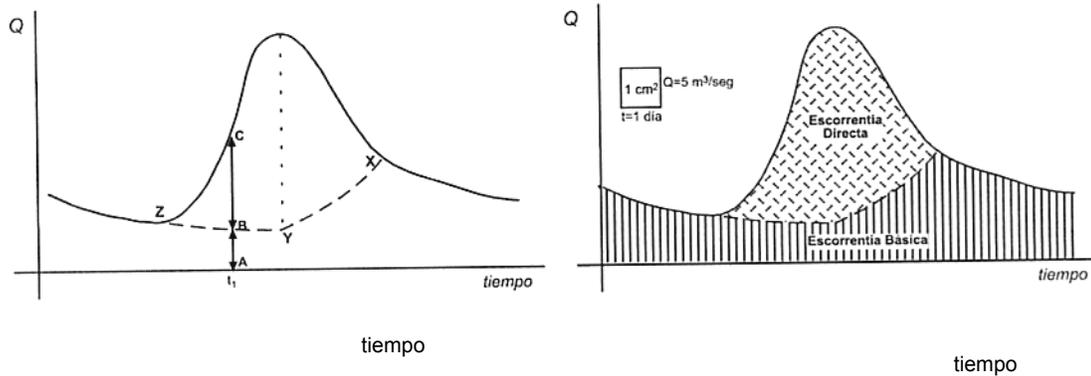


Fig. 3.7 Separación de componentes

La parte del caudal **A-B** sería debida a la escurrentia subterránea y **B-C** correspondería a la escurrentia directa. Repitiendo ésa separación para todos los puntos desde punto **Z** hasta el **X**, podemos suponer que la parte del caudal debida a la escurrentia básica (lo equivalente al segmento **A-B** según nos movemos hacia la derecha) continúa disminuyendo aunque en superficie la escurrentia superficial esté aumentando. Llegará un momento en que la precipitación que llegó a infiltrarse haga aumentar la escurrentia básica; por eso se hace subir la línea de separación a partir de la punta del hidrograma. Considerando la aportación (el volumen del agua que ha pasado en todo el tiempo a que se refiere el hidrograma), habría que planimetrar las dos partes del hidrograma, y teniendo en cuenta la escala del gráfico esas áreas nos darían los m^3 que corresponden a cada tipo de escurrentia.

En este aspecto tendrá una importancia fundamental la geología de la cuenca. Si es impermeable será proporcionalmente mayor la parte correspondiente a escurrentia directa.

3.5 APLICACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS.

Se le da el nombre o se denomina hidrógrafa o hidrograma de caudal, ver figura 3.5.a, a la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo. El intervalo de tiempo puede variar de horas a años.

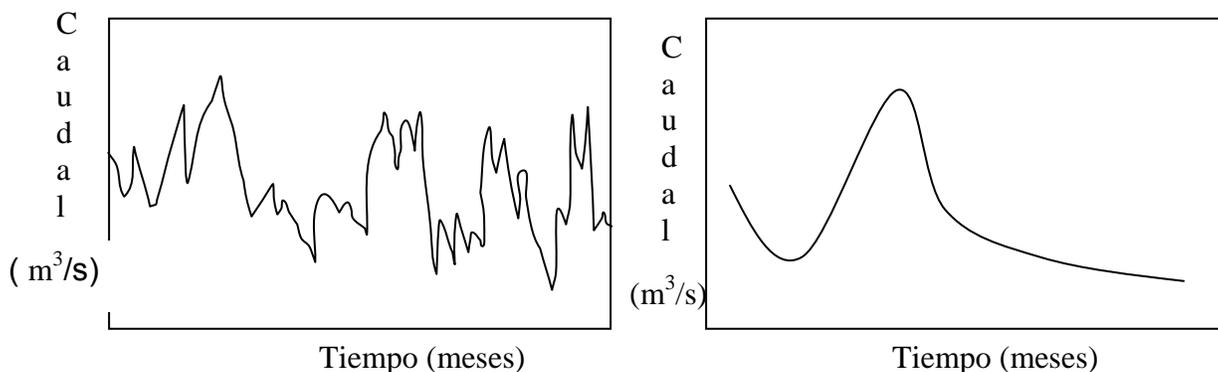


Fig. 3.8 Hidrograma de caudales

En la figura 3.9 se representa la variación del nivel agua medio en una corriente, y determinado por



medio de un limnógrafo, o medidor de niveles de agua continuos en el tiempo. Se puede notar que el nivel de agua es proporcional al caudal, y que el primero da una buena idea de la forma del hidrograma.

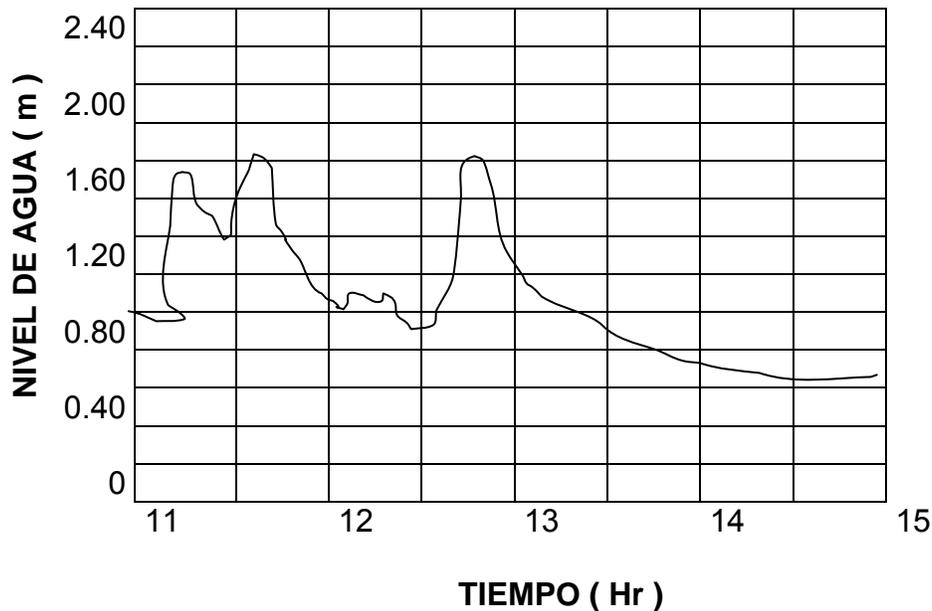


Fig. 3.9 Limnógrafo histórico de creciente.

3.5.1 HIDROGRAMA UNITARIO.

Conocida una lluvia neta crítica en una hoya, esto es la intensidad de dicha lluvia con una duración que produzca la máxima escorrentía superficial (normalmente se adopta dicha duración igual al tiempo de concentración), y su hidrograma de creciente de escorrentía superficial correspondiente a una lluvia total dada cualquiera, cada lluvia tendrá un período de retorno que se supone igual al período de retorno de la creciente.

3.6 ANÁLISIS DE LOS HIDROGRAMAS.

Aislado picos de hidrogramas de crecientes se puede analizar algunos fenómenos de interés en hidrología. Para esto es necesario conocer tanto el histograma de lluvia productora en la hoya como el hidrograma de caudal en la sección del curso de agua correspondiente a esta hoya. En general, la manera más fácil de analizar estos fenómenos es tomar un hidrograma aislado, producto de una lluvia que cae al suelo después de un periodo no lluvioso de algunos días.

Se definirá, primero que todo, el concepto de precipitación neta o de exceso, en algunos casos denominada precipitación efectiva, para lo cual se supone el histograma representado en la figura 3.10

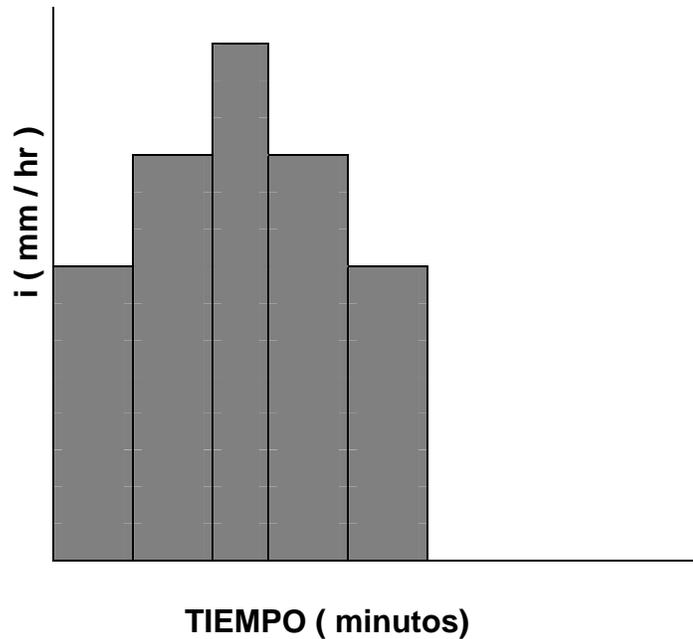


Fig. 3.10 Hietograma de lluvia total.

Se define como precipitación neta o exceso, o precipitación efectiva, ver figura 3.11, la diferencia entre la precipitación total y la infiltración, en un intervalo de tiempo. En la infiltración se incluyen las pérdidas por interceptación y detención superficial.

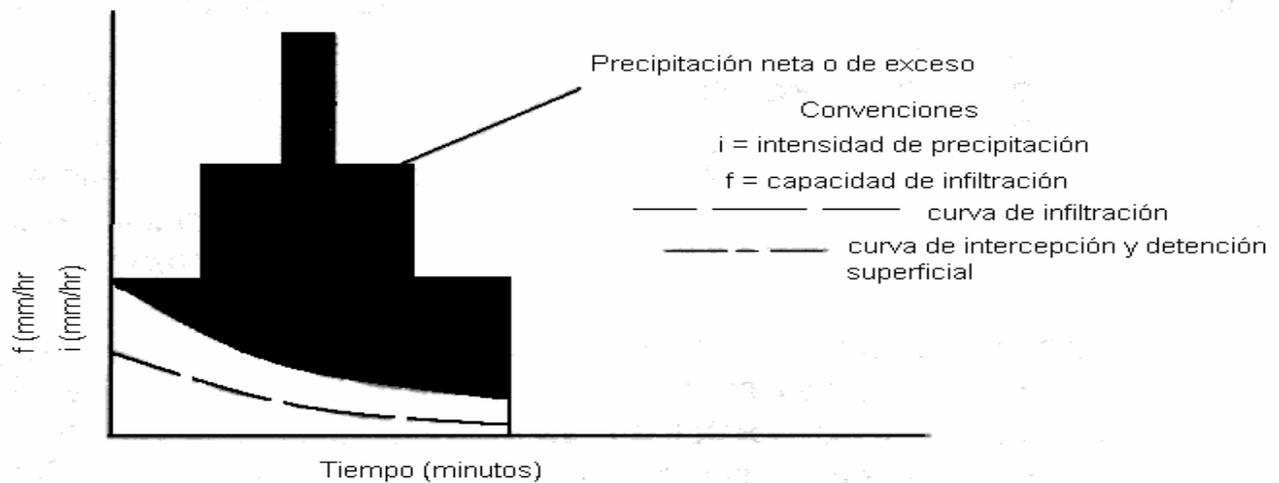


Fig. 3.11 Histograma de precipitación neta o de exceso, o precipitación efectiva.

Una vez definido este concepto, se supone que sobre la hoya hidrográfica en consideración ha caído una lluvia como la presentada en el histograma de la figura 3.12. Además, en la sección del curso del agua correspondiente a esta hoya se ha presentado un hidrograma como le también es mostrado en la figura 3.11, producto de la lluvia mencionada.

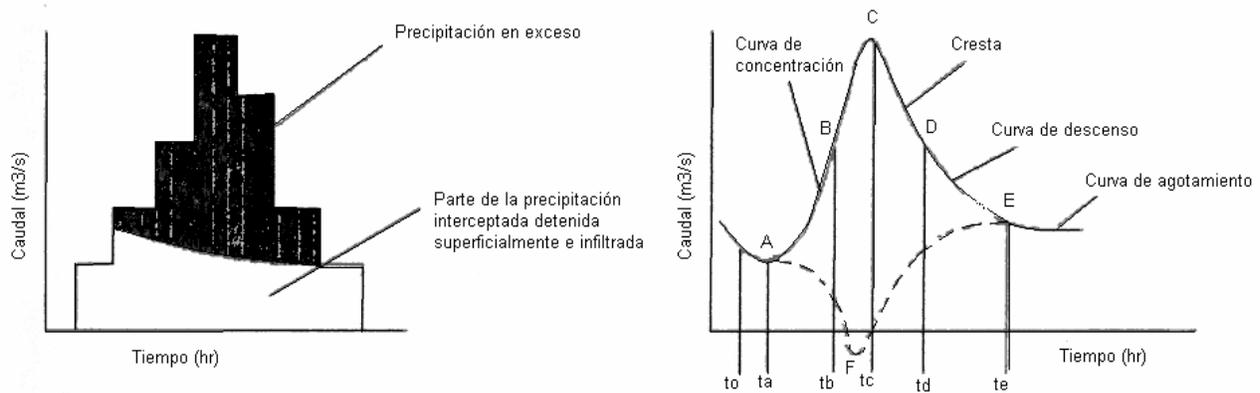


Fig. 3.13 Análisis de hidrograma de creciente.

La contribución total de caudal en la sección de la corriente de agua en consideración se debe a:

- Precipitación recogida directamente por la superficie libre de las corrientes de agua de la hoya hidrográfica en el sitio en consideración.
- Escorrentía superficial directa, incluida la escorrentía sub - superficial.
- Escorrentía o caudal base (contribución del nivel de agua subterráneo a la corriente de agua).

El proceso es el siguiente:

- Punto A, donde comienza a aumentar el caudal.

Una vez iniciada la precipitación, parte de ésta es interceptada por la vegetación y obstáculos, y retenida en las depresiones hasta llenarlas completamente. Otra parte se infiltra en el terreno, supliendo su deficiencia de humedad. Esta parte corresponde al intervalo de tiempo t_0 a t_a en el hidrograma.

- Punto A – punto B (curva de concentración).

El punto B marca el punto de inflexión; se determina gráficamente y señala el comienzo de la cresta del hidrograma.

En el lapso t_a a t_b solamente tres componentes del hidrograma están contribuyendo a la alimentación del caudal.

- Escorrentía superficial directa.
- Precipitación directa sobre corriente.
- Agua subterránea (caudal base).

c. Punto B – punto D (cresta del hidrograma)

El caudal continúa aumentando hasta alcanzar un máximo en el punto C, cuando toda la hoya está contribuyendo. La duración de la lluvia neta o de exceso es menor o igual al intervalo de tiempo t_0 a t_c . Se considera que desde el punto B hasta el punto D, además de las tres componentes del hidrograma que estaban contribuyendo antes del punto B, está contribuyendo el flujo sub - superficial. La componente que menos contribuye en este intervalo es la precipitación directa sobre la corriente, la cual cesa antes del punto D.

d. Punto D – punto E (curva de descanso)

El punto D es un punto de inflexión que marca el comienzo de la curva de descenso del hidrograma. Este punto se localiza gráficamente y señala el momento en que cesa la escorrentía superficial directa. Desde el punto D hasta el punto E el caudal está compuesto exclusivamente por flujo sub - superficial y agua subterránea.

e. punto E (curva de agotamiento)

Punto que indica la terminación de toda escorrentía superficial. A partir de este punto comienza la denominada curva de agotamiento, durante la cual los aportes al caudal de la corriente provienen únicamente de las reservas de aguas subterráneas.

3.6.1 SEPARACIÓN DE LAS COMPONENTES DEL HIDROGRAMA.

Es necesario separar los componentes de un hidrograma para estudiarlas individualmente debido a que las leyes físicas que las gobiernan son diferentes.

Además de la escorrentía superficial directa y la precipitación recogida directamente sobre su superficie, las corrientes de agua reciben una contribución del nivel freático subterráneo, el cual tiene una variación debido a la precipitación que se infiltra.

3.6.2 FORMA DEL HIDROGRAMA DE AGUA SUBTERRÁNEA.

Se analizará la variación del nivel freático de la corriente de agua para analizar su contribución al hidrograma de creciente.

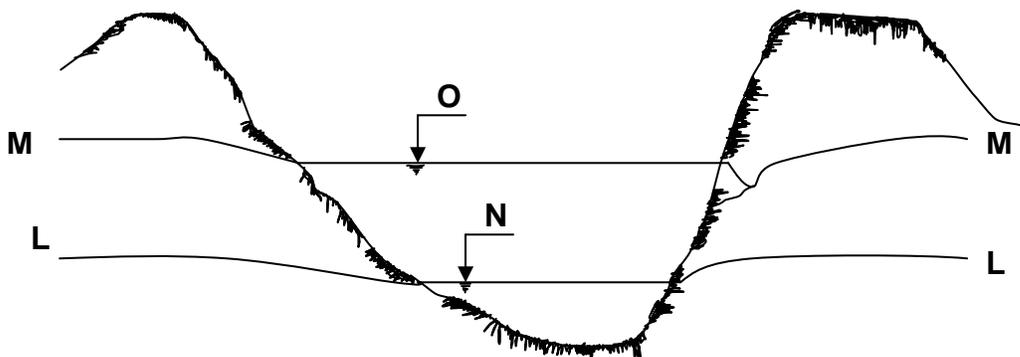


Fig. 3.14 Relación entre un curso de agua y el nivel freático.

De acuerdo con la figura 3.13, al inicio de precipitación el nivel de agua de la corriente y el nivel freático estaban en las posiciones **N** y **LL** respectivamente. Debido al agua infiltrada, posterior a la precipitación y después de suplida la deficiencia de humedad del suelo, el nivel freático crece hasta llegar a la posición **MM**. Al mismo tiempo, debido a la escorrentía superficial el nivel de agua de la corriente pasa de **N** a **O**. En grandes crecientes puede ocurrir una inversión temporal de la escorrentía; eso significa que la elevación del agua supera la correspondiente elevación del nivel freático y hace que el agua fluya del río hacia el nivel freático.

3.6.3 MÉTODOS MÁS UTILIZADOS PARA LA SEPARACIÓN DE LAS COMPONENTES DEL HIDROGRAMA.

La separación de hidrograma en escorrentía superficial directa y en escorrentía base es muy importante para el estudio de las características hidrológicas de una hoya, y para algunos métodos de previsión de crecientes.

En algunos casos de que se quiera separar la escorrentía superficial directa de la escorrentía base resulta a veces muy difícil su determinación. Para fines prácticos se recomiendan los siguientes pasos los cuales son:

a. Método de la línea recta.

Es el más elemental de todos; ya que consiste en unir una línea recta los puntos **A**, de comienzo de incremento del caudal del hidrograma, y **E**, de comienzo de la curva de agotamiento. El caudal por debajo de esa línea corresponde al aporte de agua subterránea y el resto a la escorrentía superficial total.

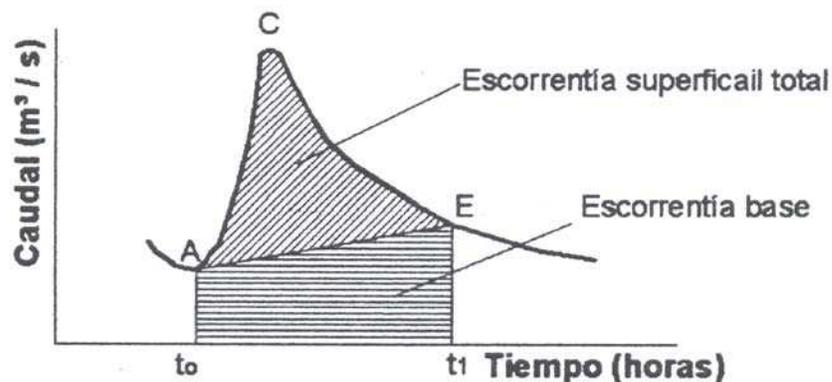


Fig. 3.15 Separación componentes hidrograma.

La determinación del volumen de escorrentía superficial total se hace planimetrando el área ACE, teniendo en cuenta las unidades.

De la misma, la determinación del volumen de escorrentía base se hace planimetrando el área AET.

Ya conocidos los volúmenes de escorrentía superficial total y el volumen total de lluvia precipitada, se puede calcular el coeficiente de escorrentía para la precipitación.

Se hace la división del volumen de escorrentía superficial total por el área de drenaje de la hoya, para determinar la precipitación o lluvia neta o exceso.

b. Método de las dos líneas rectas.

Consiste en trazar una prolongación de la curva de agotamiento anterior al comienzo de la creciente en consideración, y prolonga hasta cortar la vertical trazada en la abscisa correspondiente al caudal pico del hidrograma. El punto así determinado se une mediante una recta con el *E* de comienzo de la curva de agotamiento del hidrograma en consideración.

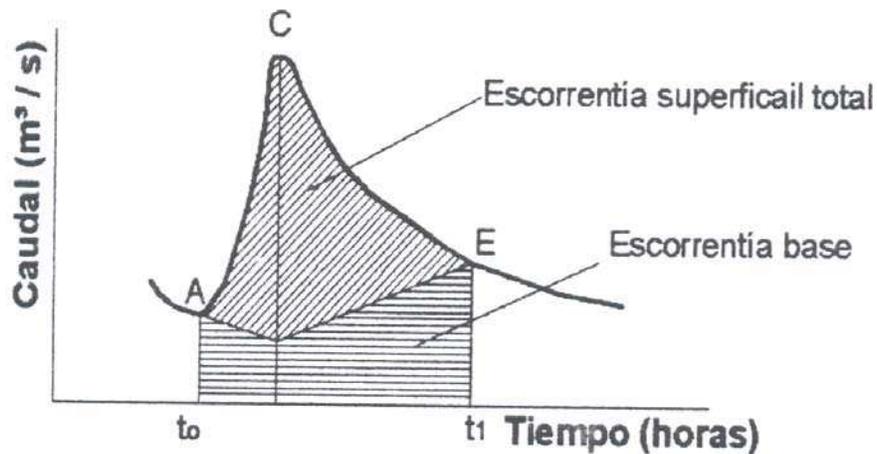


Fig. 3.16 Separación componentes hidrograma.

c. Método de la línea curva.

Algunos autores prefieren reemplazar las dos rectas del caso anterior por una curva suave que se inicie tangente a las curvas normales de agotamiento antes y después del hidrograma de creciente considerado.

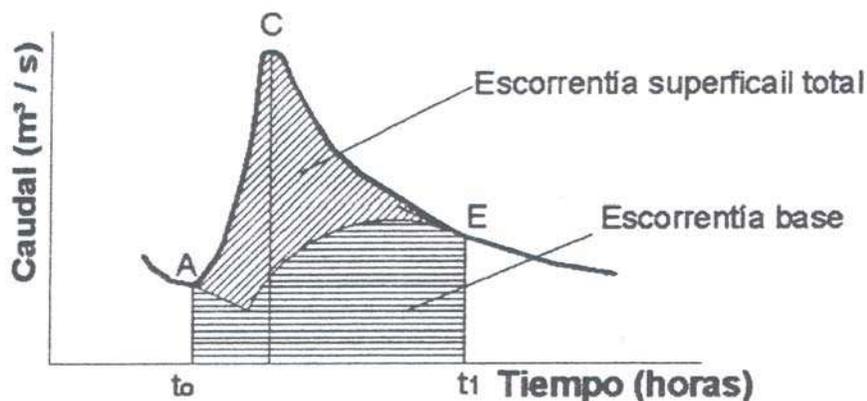


Fig. 3.17 Separación componentes hidrograma

3.6.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO *E* DE INICIO DE LA CURVA DE AGOTAMIENTO.

a. Método visual.

El procedimiento menos preciso consiste en localizar el punto **E** de manera visual, mediante la observación de la parte de las curvas de descenso y agotamiento del hidrograma.

Normalmente, el punto **E** se toma en el punto de máxima curvatura, de tal manera que el período de tiempo entre el punto **C** (pico del hidrograma) y el punto **E** es siempre igual a un número entero de días u horas, según el tamaño de la hoja.

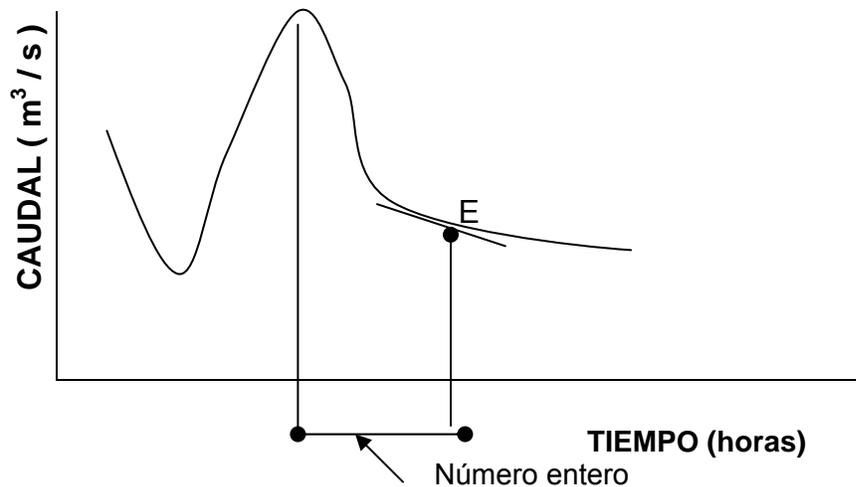


Fig. 3.18 Determinación inicio curva de agotamiento.

b. Método de la curva normal de agotamiento.

En caso de hojas hidrográficas con datos históricos de hidrogramas de creciente, este método da buenos resultados. Esta curva se dibuja superponiendo la parte de las curvas de descenso y agotamiento de varios hidrogramas registrados en la misma sección de la corriente de agua en consideración.

En su caso este método consiste en empalmar las secciones de descenso y agotamiento de varios hidrogramas registrados, para si obtener una curva compuesta que cubra la gama necesaria de valores del caudal.

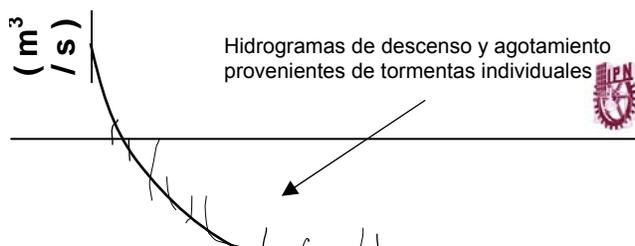




Fig. 3.19 Determinación inicio curva de agotamiento. Trazo de la curva normal de agotamiento.

La curva normal de agotamiento definida se supone al hidrograma de creciente que se está analizando de derecha a izquierda hasta lograr un punto en que las curvas de descenso y agotamiento del hidrograma que se está considerando y la curva normal de agotamiento coincidan. El punto **E** del inicio de la curva de agotamiento del hidrograma analizado será aquel en el cual las dos curvas se separen cuando se recorre de derecha a izquierda la curva normal de agotamiento en relación con la curva de agotamiento del hidrograma histórico.

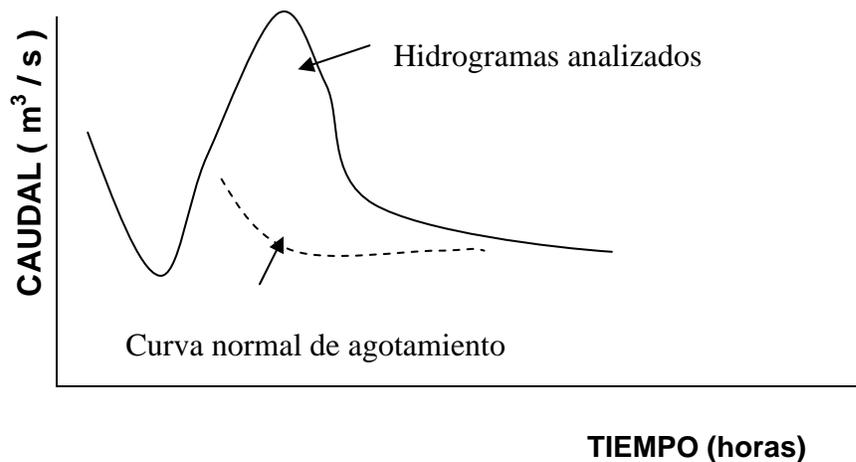


Fig. 3.20 Determinación inicio curva de agotamiento.

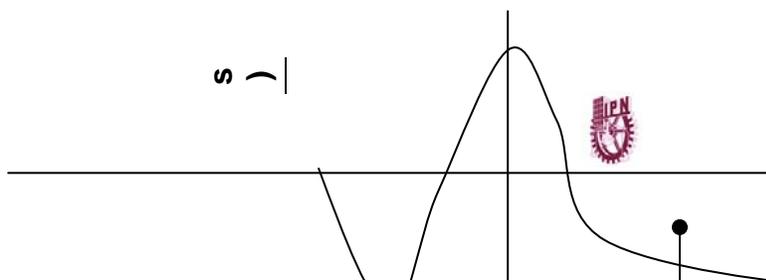
c. Método empírico de Linsley.

Este método empírico fue propuesto por Linsley para cuencas pequeñas.

$$N = 0.827 A^{0.2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

N: Es el tiempo entre el pico del hidrograma y el punto **E** del inicio de la curva de agotamiento.

A: Área de drenaje de la hoya hasta el sitio en consideración, km².



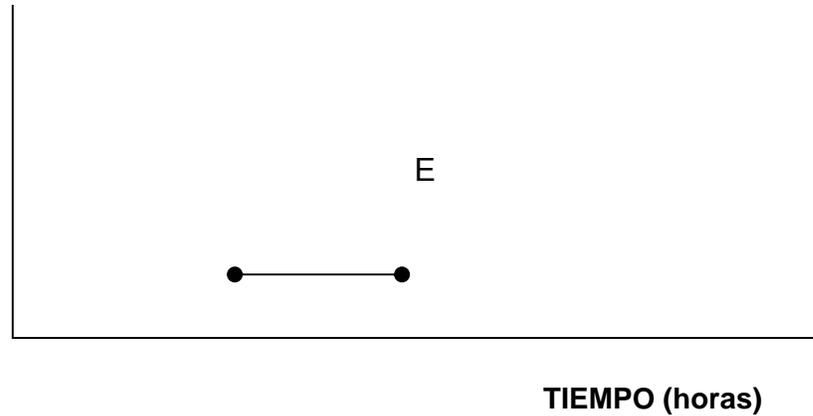


Fig. 3.21 Determinación inicio curva de agotamiento.

d. Método gráfico.

Este método consiste en dibujar en papel semilogarítmico la curva de descenso y agotamiento. Es conveniente cuando la curva comprendida entre **D** y **E**, o curva de descenso (de flujo superficial y agua subterránea combinados), y la curva de agotamiento, puede representarse en forma matemática por ecuaciones del tipo:

$$Q = Q_0 e^{-K(t - t_0)} \quad \text{Ec. 3.2}$$

Q: Es la ordenada del hidrograma de creciente para el tiempo **t**.

Q₀: Es la ordenada del hidrograma de creciente para el tiempo **t₀** anterior a **t**.

K: Es una constante que depende de la hoya y es diferente para la curva de descenso y para la curva de agotamiento.

Tomando los logaritmos a ambos lados de la fórmula anterior:

$$\log Q = \log Q_0 - K(t - t_0) \log e \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\log Q = \log Q_0 - 0.43(t - t_0) \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$0.43 K(t - t_0) = \log Q_0 - \log Q = \log(Q_0 / Q) \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$K = \log(Q_0 / Q) / 0.43(t - t_0) \quad \text{Ec. 3.6}$$

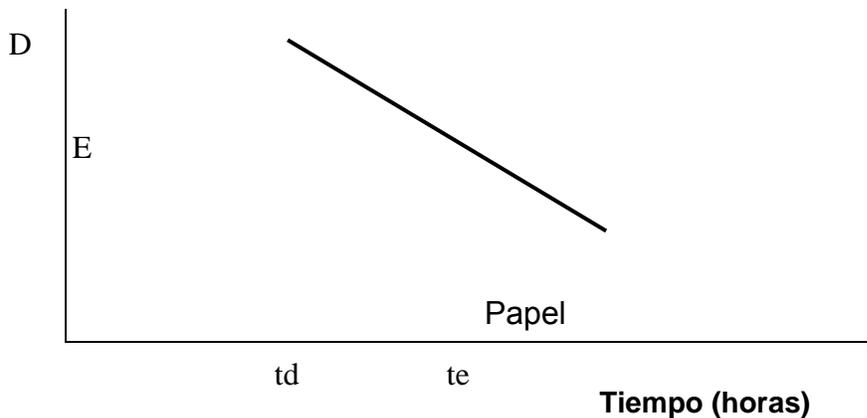


Fig. 3.22. Determinación inicio curva de agotamiento.

Para la curva de descenso **DE**, $K = K1$. Para la curva de agotamiento del punto **E**, $K = K2$.

El valor de **K1** es diferente del de **K2**.

El punto de corte de ambas curvas (punto **E**) corresponde al inicio de la curva de agotamiento.

Cuando las curvas de descenso y agotamiento definidas no siguen la ley exponencial es imposible dibujar las dos rectas, con pendientes respectivas de **0.43 K1** y **0.43 K2**.

Esto ocurre especialmente con cuencas grandes e irregulares, y con suelos de características diferentes.

3.6.5 CURVA DE AGOTAMIENTO DE AGUA DE UN ACUÍFERO.

Como se mencionó anteriormente, la parte de la curva desde el punto **E** del hidrograma de la figura 3.6.3 se denomina curva de agotamiento de agua en el suelo o de un acuífero.

La ecuación de la curva de agotamiento, de utilidad para el estudio de creciente, puede ser deducida considerando la siguiente hipótesis simplificando: la variación con el tiempo del caudal en el acuífero, es proporcional al propio caudal de la escorrentía base, así:

$$dQ / dt = - KQ \quad \text{Ec. 3.7}$$

K, como se dijo en la ecuación 6.3, es una constante para el acuífero o la hoya hidrográfica en particular.

$$dQ / Q = - Kdt$$

Integrando,

$$\ln (Q / Q_0) = - K (t - t_0)$$

Donde Q_0 es el caudal en el punto **E** del hidrograma, o inicio de la curva de agotamiento, origen del conteo del tiempo $(t - t_0)$.

$$Q = Q_0 e^{-K(t - t_0)}$$

Ec. 3.8

3.7 AFORO DE CORRIENTES

El aforo es un método para medir un caudal. En hidrología superficial puede ser necesario medir desde pequeñas corrientes (unos pocos litros / seg) hasta ríos de muchos m³/seg, distinguimos dos tipos:

A). Aforos directos

Con algún aparato o procedimiento medimos directamente el caudal.

B). Aforos indirectos o continuos

Medimos el nivel del agua en el cauce y a partir del nivel estimamos el caudal.

Para medir el caudal directamente o de un modo continuo en diversos puntos de una cuenca se utilizan los aforos indirectos, por eso se le denominan continuos.

AFOROS DIRECTOS

Aforo con molinete: El procedimiento se basa en medir la velocidad del agua y aplicar la ecuación caudal = sección x velocidad. Para una estimación aproximada la velocidad se calcula arrojando algún objeto que flote al agua, y la sección se estima muy aproximadamente. Este procedimiento da grandes errores pero proporciona un orden de magnitud.

La medida exacta se realiza con un molinete, que mide la velocidad de la corriente en varios puntos de la misma vertical y en varias verticales de la sección del cauce. A la vez que se mide la anchura exacta del cauce y la profundidad en cada vertical, lo que nos permite establecer la sección con bastante precisión.

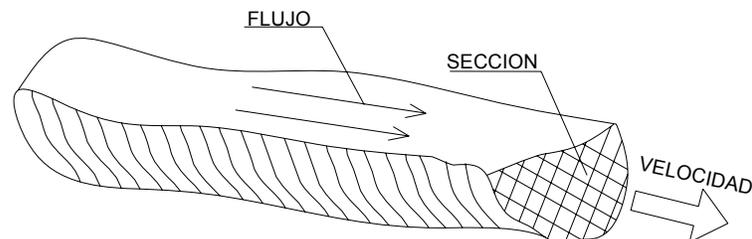


Fig. 3.23 Sección de un a corriente

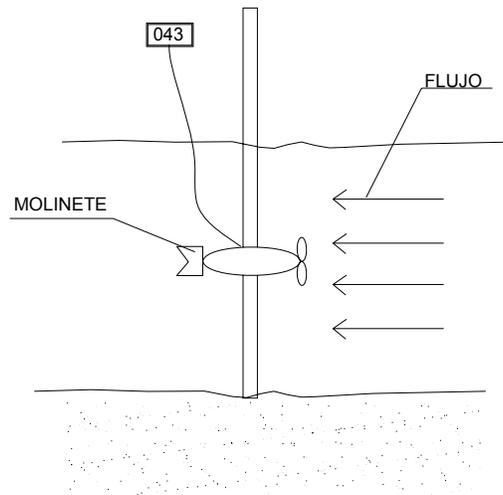


FIG. 3.24 Aforo con molinete

Aforos químicos: Su fundamento es la siguiente: Si arrojamos una sustancia de prácticamente conocida a un cauce, se diluye en la corriente, y aguas abajo tomamos muestras y las analizamos, cuando mayor sea el caudal, más diluidas estarán las muestras analizadas. La prácticamente concreta de este principio se plasma en dos procedimientos distintos:

A). Aforos de vertido constante:

A un cauce de caudal Q se añade un pequeño caudal continuo $C1$. Supongamos que el río ya tenía prácticamente un Co de esa misma sustancia. Se cumplirá que:

$$Q \times Co + q \times C1 = C2 \times Q2$$

$$\text{Pero como } Co = 0 \text{ entonces } q \times C1 = C2 \times Q2$$

Y como $Q2 = Q$ (es decir que el caudal del río prácticamente no ha variado con el vertido q), finalmente: (ver figura a 3.2).

$$Q = q \times C1 / C2 .$$

Donde:

Co = Sustancia vertida al cauce.

Q = Caudal.

$C1$ = Cantidad de sustancia que entra.

$C2$ = Cantidad de sustancia que sale.

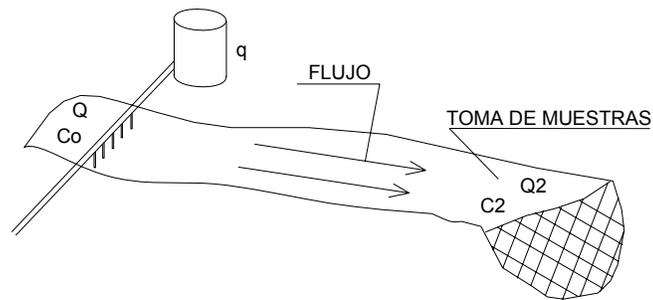


Fig. 3.25 Aforo de vertido constante

b) AFOROS DE VERTIDO ÚNICO O DE INTEGRACION:

Si no se dispone del equipo necesario para el vertido continuo o no es posible por otras razones, el vertido único de una sustancia al cauce es la otra alternativa, aunque requiere una corriente turbulenta que asegure la mezcla del vertido con todo el caudal circundante hasta el punto de toma de muestras.

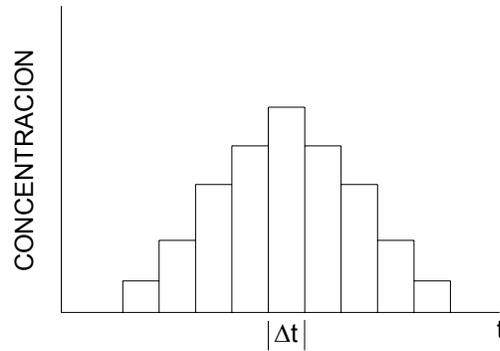
Se vierte un peso P en gramos, aguas abajo, y supuesta la homogenización, se toman varias muestras a intervalos iguales de Δt , calculando previamente el principio y el final de la toma de muestras con un colorante. Las concentraciones en las n muestras tomadas sería C_1, C_2, \dots, C_n . El cálculo sería así:

Peso vertido = Peso que pasa en el primer Δt + Peso en el segundo Δt + Peso en el último Δt = $C_1 \times \text{Volumen que pasa en el primer } \Delta t + C_2 \times \text{Volumen en el segundo } \Delta t + \dots + C_n \times \text{Volumen en el último } \Delta t = Q \times \Delta t \times (C_1 + C_2 + \dots + C_n)$

Por lo tanto el caudal Q que queremos medir será igual a:

$$Q = \text{Peso vertido} / \Delta t \times (C_1 + C_2 + \dots + C_n)$$

(ver grafica 3.0)



Gráfica 3.1

AFOROS INDIRECTOS

Escala limnimetricas: Se trata de escalas graduadas en centímetros y firmemente sujetas en el suelo. En cauces muy abiertos suele ser necesario instalar varias de manera que sus escalas se sucedan correlativamente. Es necesario que un operario acuda cada día a tomar nota de la altura del agua.

Aforo con limnigrafo: Miden el nivel guardando un registro gráfico o digital del mismo a lo largo del tiempo. El gráfico que proporcionan (altura del agua en función del tiempo) se denomina limnigrama. No solamente evitan la presencia diaria de un operario, sino que permiten apreciar la evolución del caudal dentro del intervalo de 24 hrs.

El modelo clásico funciona con un flotador que, después de disminuir la amplitud de sus oscilaciones mediante unos engranajes, hace subir y bajar una plumilla sobre el tambor giratorio.

Existen diversos tipos en que algún dispositivo colocando en el fondo mide la presión y la traduce en altura de la columna de agua sobre él. Los equipos más modernos almacenan los datos digitalmente, para después pasarlos al ordenador.

Será necesario realizar numerosos aforos directos para establecer la relación entre niveles y caudales, para después solo con la altura deducir el caudal. Esta relación hay que actualizarla periódicamente ya que la sección del cauce puede sufrir variaciones por erosión o deposición.

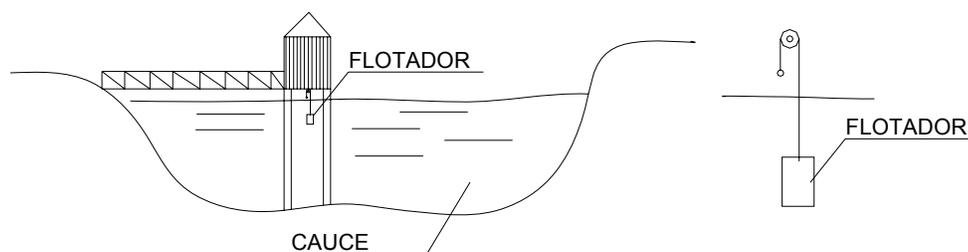


FIG. 3.26 Flotador

3.7.1 SECCIONES DE CONTROL (TIRANTE CRÍTICO)

Las secciones de control son estructuras que forman parte intrínseca de presa o corriente, en el caso de la presa sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes de los de aprovechamiento.

Lo anterior establece de manera táctica la condición de que previamente se haya satisfecho la capacidad de aprovechamiento de la presa, o sea que el vaso se encuentre lleno hasta su nivel de “conservación” o “máximo de operación” antes de que se inicien los desfogues por la obra de excedencias.

La capacidad de una obra de control la determinan la avenida de diseño, las características del vaso y el programa de operación de la propia obra, o se que dicha relación queda expresada por la fórmula:

$$VE = VS + \Delta Va$$

$$VS = VE - \Delta Va$$

Donde:

VE = Volumen de entrada al vaso en cierta unidad de tiempo.

VS = Volumen de salida del vaso en la misma unidad del tiempo.

ΔVa = Variación del volumen almacenado en el vaso en la misma unidad del tiempo.

Se debe recordar que la finalidad de transitar por el vaso la avenida de diseño seleccionada empleando la ecuación de almacenamiento es la de determinar la combinación de super-almacenamiento en el vaso (el cual fija la altura de la cortina) y la capacidad de descarga del vertedor u obra de excedencias.

En general, el ingeniero proyectista debe ser sumamente cauteloso al valuar la seguridad de una obra de excedencias en una presa de tierra y enrocamiento debido a que si por una operación defectuosa o por la presencia de una avenida mayor que la supuesta el nivel del agua sobrepasa la elevación de la corona de la cortina puede haber graves consecuencias tanto para la presa como para las vidas y los bienes materiales localizadas aguas debajo de la misma; no así en presas con cortina de concreto, en donde las consecuencias para tales condiciones pueden ser menores.

La forma más fácil de proyectar una obra de excedencias es la de suponerla como un vertedor de cresta fija, coincidiendo con el nivel de aguas máximas ordinarias (N.A.M.O) o de operación.

Si la presa se destinara a control de avenidas, el vaso por lo común debería estar vacío pero se



acepta convencionalmente que al presentarse una avenida el vaso se considere lleno, esto es, con el nivel del agua coincidiendo, con el N.A.M.O.

En los ríos del norte de la Republica Mexicana, con dos temporadas de precipitación, las grandes avenidas se presentan en la época de escurrimientos de invierno, poco tiempo después de los escurrimientos de verano.

En la figura 3.27 (a) se muestra la sección de un vertedor de excedencias, de cresta fija, donde la avenida de diseño entra al vaso cuando el agua esta en N.A.M.O. y alcanza el nivel más alto del N.A.M.E . (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) coincidente con la descarga máxima del vertedor, con una carga H .

Este gasto máximo de descarga será menor que el pico de la avenida debido que ha sido retenido , temporalmente cierto volumen de almacenamiento entre N.A.M.E y N.A.M.O que se denomina superalmacenamiento o capacidad de retenidas.

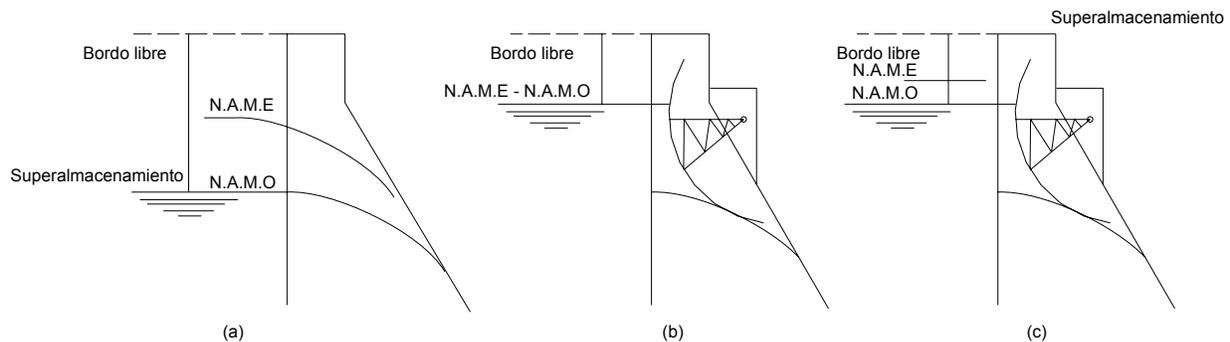


Fig. 3.27 Control de almacenamientos

3.7.2 VERTEDORES

Los vertedores son estructuras que tienen aplicación muy extendida en todo tipo de sistemas hidráulicos y expresan una condición especial de movimiento no uniforme en un tramo con notoria diferencia de nivel. Normalmente desempeñan funciones de seguridad y control.

Un vertedor puede tener las siguientes misiones:

Lograr que el nivel de agua en una obra de toma alcance el nivel de requerido para el funcionamiento de la obra de conducción.

Mantener un nivel casi constante aguas arriba de una obra de toma, permitiendo que el flujo sobre el coronamiento del vertedero se desarrolle con una lámina líquida de espesor limitado.

En una obra de toma, el vertedero se constituye en el órgano de seguridad de mayor importancia,



evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas.

Permitir el control del flujo en estructuras de caída, disipadores de energía, transiciones, estructuras de entrada y salida en alcantarillas de carreteras, sistemas de alcantarillado, etc.

3.7.2.1 VERTEDEROS DE PARED GRUESA (SOLID LONG BASE WEIRS)

Son estructuras fuertes que no son dañadas fácilmente y pueden manejar grandes caudales. Este tipo de vertederos es utilizado principalmente para el control de niveles en los ríos o canales, pero pueden ser también calibrados y usados como estructuras de medición de caudal.

VERTEDEROS DE BORDE ANCHO

El vertedero horizontal de bordes redondeados y el triangular, pueden utilizarse para un amplio rango de descarga y operan eficazmente aún con flujo con carga de sedimentos.

El vertedero rectangular es un buen elemento de investigación para medición del flujo de agua libre de sedimentos. Es fácil de construir, pero su rango de descarga es más restringido que el de otros tipos.

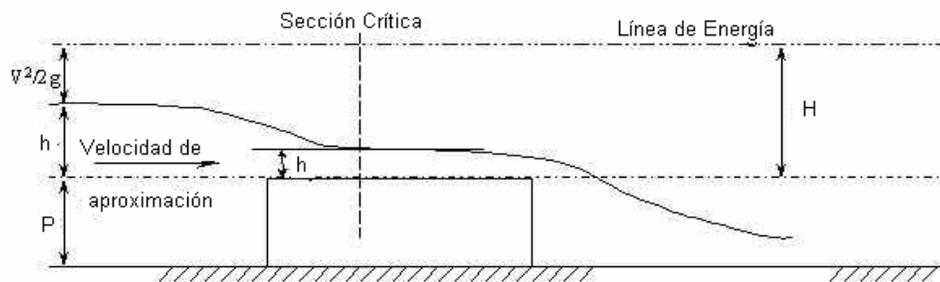


Fig. 3.28 Flujo crítico sobre vertederos de borde ancho.

ECUACIÓN PARA UN VERTEDERO DE BORDE ANCHO (NO AHOGADO):

$$Q_{\text{ideal}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} b \sqrt{g} H^{3/2} \quad \text{Ec. 3.9}$$

El coeficiente C_d es introducido para expresar el caudal real:

$$Q_e \text{ (empírico)} = C_d \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} b \sqrt{g} H^{3/2} \quad \text{Ec. 3.10}$$

donde, como se muestra en la figura, H es la cabeza total aguas arriba sobre la cresta del vertedero. En el laboratorio la velocidad de aproximación V puede ser obtenida mediante la medición del caudal y del área de la sección transversal, permitiendo así el cálculo de H . Sin embargo en el campo, la profundidad h es la única medida tomada y la ecuación del caudal debe

modificarse así:

$$Q_e \text{ (empírico)} = C_v C_d \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} b \sqrt{g} H^{3/2} \quad \text{Ec. 3.11}$$

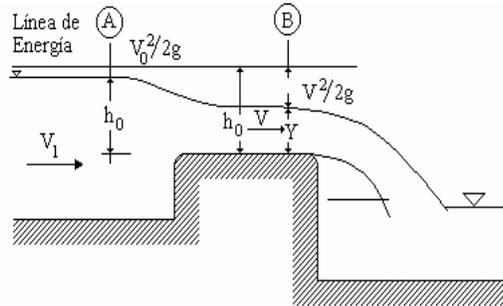


Fig. 3.29 Velocidad de caudal

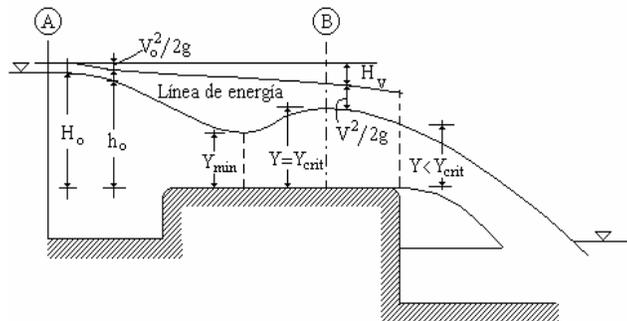


Fig. 3.30 Vertedero de pared gruesa sin pérdidas

Sobre el vertedero de pared gruesa y en un tramo muy corto, se presentará el tirante crítico (sección B) antes del límite de la caída, bajo dominio de un flujo rápidamente variado. En este sector el flujo alcanza su mínima altura (menor a $h_{critica}$) debido a la aceleración originada por la caída libre del chorro. Según Rouse-Knapp.

COEFICIENTE DE DESCARGA

Los valores límites aproximados del coeficiente de descarga, resultan de la hipótesis de presencia del tirante crítico sobre el coronamiento del vertedero y de las velocidades aguas arriba y aguas abajo definidas por la ecuación de Torricelli.

Consideremos la siguiente figura :

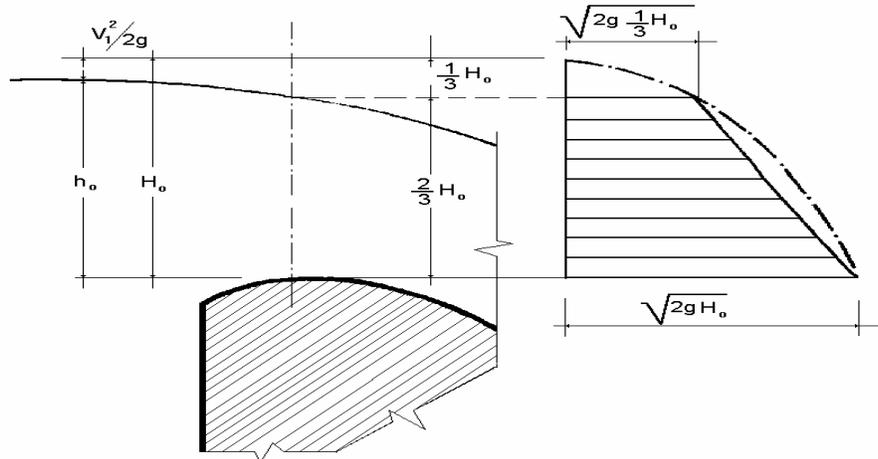


Fig. 3.31 Coeficiente de descarga

VERTEDERO DE CRESTA ANCHA

Con un radio de 10 cm. en la arista de aguas arriba, el coeficiente **K** se incrementa en un 9 %. Blackwell, experimentó con tres vertederos de 0.9 m. de ancho y con coronamiento ligeramente inclinado. La inclinación parece incrementar ligeramente el coeficiente de descarga, sin embargo los resultados son incompatibles para alturas de carga pequeñas.

La pendiente del coronamiento de un vertedero de pared gruesa tiene su efecto sobre la eficiencia; la aplicación de una inclinación en un vertedero con arista redondeada en valores entre $I = 0.085$ a $I = 0.055$,

tiene resultados que se resumen en la siguiente figura:

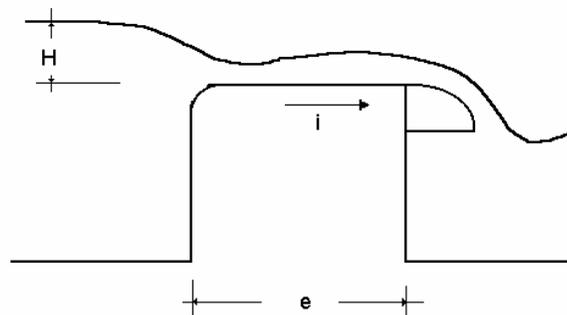


Fig. 3.32 Eficiencia

3.7.2.2 VERTEDEROS DE PARED DELGADA (SHARP-CRESTED WEIRS)

La utilización de vertederos de pared delgada está limitada generalmente a laboratorios, canales

pequeños y corrientes que no lleven escombros y sedimentos. Los tipos más comunes son el vertedero rectangular y el triangular. La cara de aguas arriba debe ser instalada verticalmente y el borde de la placa debe estar cuidadosamente conformado. La estructura delgada está propensa a deteriorarse y con el tiempo la calibración puede ser afectada por la erosión de la cresta.

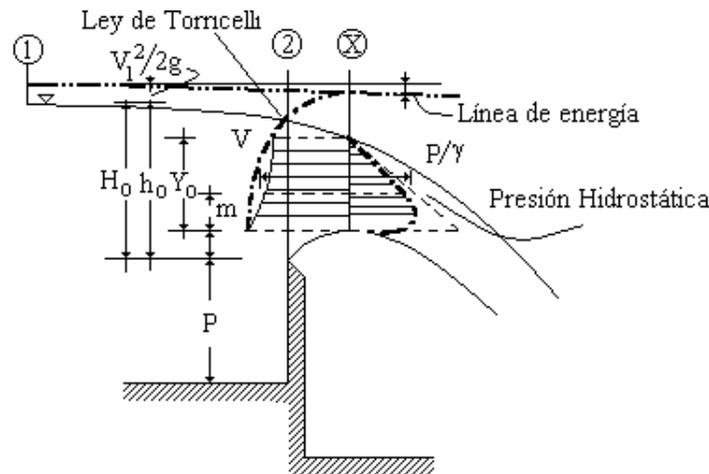


Fig. 3.33 Vertedor de pared delgada

3.7.2.3 VERTEDEROS RECTANGULARES

Un vertedero rectangular con contracción es aquel en el cual el piso y los muros del canal están lo suficientemente alejados del borde del vertedero y por lo tanto no influyen en el comportamiento del flujo sobre él. Para este tipo de vertedero es aplicable la fórmula de Hamilton-Smith para hallar el valor de C_d :

$$C_d = 0.616 \left(1 - 0.1 \frac{h}{b} \right) \quad \text{Ec. 3.11}$$

ECUACIÓN PARA UN VERTEDERO RECTANGULAR DE PARED DELGADA:

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 sobre una misma línea de corriente, se obtiene:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Un coeficiente C_d determinado experimentalmente, se involucra para considerar el uso de las suposiciones, entonces:

C_d es conocido como Coeficiente de Descarga.

Un vertedero rectangular sin contracción es aquel cuyo ancho es igual al del canal de aproximación. Para este tipo de vertedero es aplicable la fórmula de Rehbock para hallar el valor de C_d :

$$C_d = 0.602 + 0.083 \frac{h}{p} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Donde p es la altura de la cresta del vertedero medida desde el piso del canal.

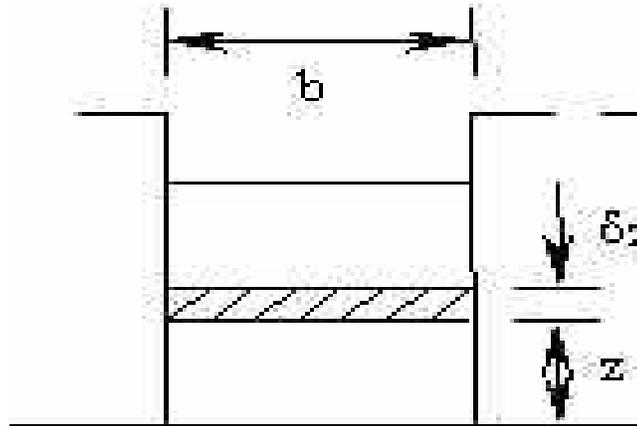


Fig. 3.34 Vertedor rectangular pared delgada

3.7.2.4 VERTEDORES TRIANGULARES

El vertedero triangular es preferido cuando las descargas son pequeñas, porque la sección transversal de la lámina vertiente muestra de manera notoria la variación en altura.

La relación entre la descarga y la altura sobre la cresta del vertedero, puede obtenerse matemáticamente haciendo las siguientes suposiciones del comportamiento del flujo:

- A). Aguas arriba del vertedero el flujo es uniforme y la presión varía con la profundidad de acuerdo con la hidrostática ($p=pgh$).
- B). La superficie libre permanece horizontal hasta el plano del vertedero y todas las partículas que pasan sobre el vertedero se mueven horizontalmente (en realidad la superficie libre cae cuando se aproxima al vertedero).
- C). La presión a través de la lámina de líquido o napa que pasa sobre la cresta del vertedero es la atmosférica.

D). Los efectos de la viscosidad y de la tensión superficial son despreciables.

Estas suposiciones conducen al siguiente modelo de flujo ideal:

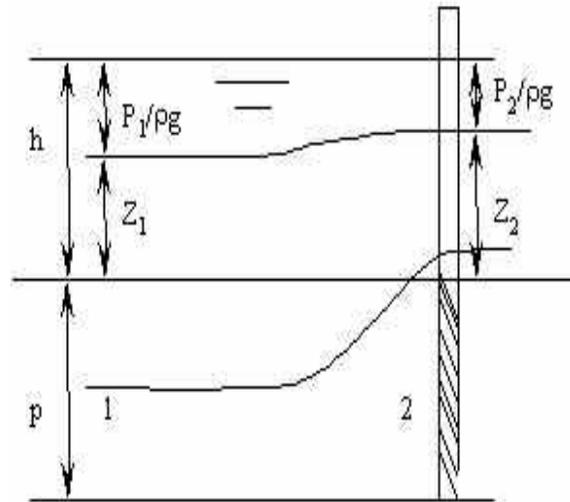


Fig. 3.35 Flujo de un vertedor

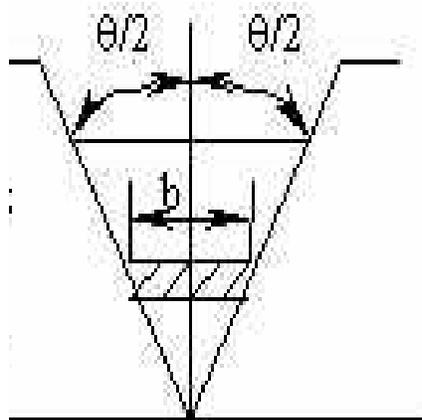


Fig. 3.36 Vertedor triangular pared delgada

3.7.3 RELACIÓN SECCIÓN-PENDIENTE

Relación sección – pendiente: Parte el análisis de la fórmula de velocidad propuesta por Manning: $V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$, donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R radio hidráulico y S pendiente del pelo de agua.

Requiere de un tramo del río lo mas recto posible, uniforme en la conformación de la sección de



escurrimiento, dos secciones específicas y la medición de la altura hidrométrica del río en el lugar.

Con el promedio de las 2 secciones y los 2 radios hidráulicos, calculando la pendiente con el desnivel de agua dividido la longitud de separación entre secciones, y considerando que el Δh es la suma de la altura de agua mas altura de velocidad mas la altura de turbulencia, despreciando estas últimas por poca significación, se puede calcular el caudal multiplicando la sección de escurrimiento promedio por la velocidad según Manning. La precisión se obtiene con la seguridad de definición del coeficiente de rugosidad n .

3.7.4 RELACIÓN SECCIÓN-VELOCIDAD

Relación sección – velocidad: Es el más usado de los métodos de aforos. El análisis parte de la ecuación $Q = S * V$ (caudal = sección * velocidad).

Para realizar el aforo debe tenerse una estación de aforos, que contiene una sección de medición donde se materializa el aforo, una escala hidrométrica para relacionar las alturas de agua en el momento del aforo, y un control de que esa estación de aforo sea una sección donde se asegure que la relación altura – caudal sea directa, y no que para una misma altura se manifiesten dos caudales, posibilitando la relación $H - Q$ en todas las alturas de agua del río.

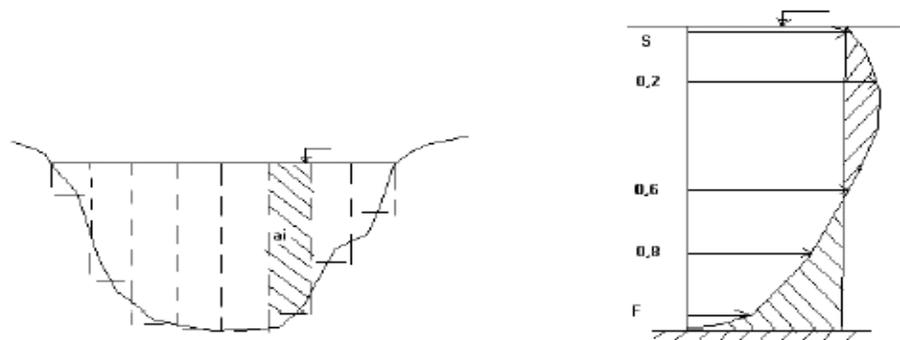


Figura 3.37 Distribución de velocidades

El cálculo de caudal se realiza midiendo la sección con apoyo de una batimetría, y subdividiendo la sección en áreas parciales donde se mide la profundidad en tramos separados un 10 % del ancho total. Para cada profundidad se asigna la superficie de escurrimiento equidistante con las demás profundidades, y la suma de todas da el área transversal total de escurrimiento.

En los mismos sitios de medición de profundidades a través de un molinete, se mide la velocidad de escurrimiento del agua con el molinete paralelo al escurrimiento y perpendicular a la sección de paso, a distintas profundidades que en su modo mas completo implica medir en superficie, a 0,2 h, 0,6 h, 0,8 h y en el fondo, siendo h la profundidad de la vertical.

El gráfico de la profundidad con las velocidades citadas se llama curva de velocidades de la vertical. Luego se calcula la velocidad promedio de cada vertical y los caudales parciales multiplicando la velocidad media de cada vertical por el área parcial, y sumando todas, da el caudal total de escurrimiento por la sección donde se realiza el aforo.

El molinete esta compuesto por un cuerpo principal que en su parte delantera tiene a la hélice, elemento que gira con la oposición que le genera la velocidad del agua y debe ser contada la cantidad de vueltas que registra en un plazo determinado de tiempo, con un contador digital.



Previamente el fabricante ha entregado las ecuaciones que calculan la velocidad en base al número de revoluciones de la hélice. El aforo por molinete requiere del siguiente instrumental de campaña: Molinete, cuyo elemento medidor de la velocidad es una hélice o una cazoleta, puede estar suspendido en el agua por cable accionado por un torno, o si la profundidad es menor por una barra fija apoyada en el fondo de la sección.

En el primer caso es un aforo por pasarela y el segundo por vadeo. Según sea el caso y la sección de aforo se requiere una alcantarilla o un puente, vagonetas colgadas de un cable entre torres a ambos márgenes del río, o una embarcación.

En el caso de altas velocidades de escurrimiento y profundidades importantes, el molinete es arrastrado por la corriente, y como la medición de la velocidad debe realizarse sobre una profundidad perfectamente vertical, se requiere el auxilio de contrapesos o escandallos de distintos pesos, variables entre 5 y 50 kilos. Cuando aún así la velocidad del agua arrastra el molinete se debe hacer una corrección de la medición de la profundidad teniendo en cuenta el ángulo de arrastre.

3.7.5 CURVAS ELEVACIONES- GASTO

Las curvas de gasto definen la relación que existe entre el nivel y el caudal. Esta relación se puede determinar después de realizar muchas mediciones de caudales que cubran una gran serie de caudales y usando los valores de niveles y caudales para definir una curva continua de gastos.

debe básicamente a cambios en las características de la sección por crecimiento de vegetación; a los fenómenos de agradación o degradación en cauces aluviales; a la influencia de las mareas en las secciones y a los efectos de flujo no estable que ocasionan cambios rápidos en el nivel.

En estos casos es imprescindible que se tengan aforos más frecuentemente, que permitan por un lado actualizar las curvas de gastos y por otro lado analizar detalladamente los fenómenos que se presenta para establecer las correctas relaciones nivel-caudal.

Todos los cauces de agua por naturaleza están sometidos a cambios continuos de sus características hidráulicas, salvo en contadas excepciones; por eso juega un papel muy importante el sitio donde se encuentra ubicada la estación hidrológica, el cual debe seleccionarse bajo criterios que garanticen la estabilidad de la sección y la mayor cercanía del flujo de la corriente al régimen del flujo uniforme.

Cuando los cauces son inestables, varían las condiciones hidráulicas del mismo de tal forma que se presente el fenómeno de histéresis en la curva $H = F(Q)$, por lo tanto el proceso de construcción de curvas de gasto, para cauces inestables, debe tomar en consideración la poliyectividad de esta función.

La capacidad de transmisión hidráulica de un cauce se representa por su caudal, y por la relación que este guarda con un determinado nivel; cuando los cauces son estables, las curvas de gastos se caracterizan por una relación uno a uno entre el caudal y el nivel; la monoyectividad de esta relación se puede determinar por la dispersión entre la magnitud del caudal aforado y el valor del caudal obtenido por medio de la curva de gasto trazada.

Desde el punto de vista criterial la dispersión entre estas magnitudes no debe de superar al error sistemático del aforo, de acuerdo con evaluaciones, realizadas por los autores, el error sistemático de los aforos realizados en la red de observaciones del IDEAM¹ en promedio no supera el 10%, por lo tanto para considerar que una curva de gasto, en una determinada sección, presenta una relación estable o monoyectiva es necesario, que la dispersión entre los caudales aforados y los obtenidos a través de la curva de gasto, no supere ese 10% que corresponde al promedio del error sistemático de las metodologías de aforo recomendadas por el IDEAM.

El proceso de construcción contiene los siguientes pasos:

A. Verificación del resumen de aforos.

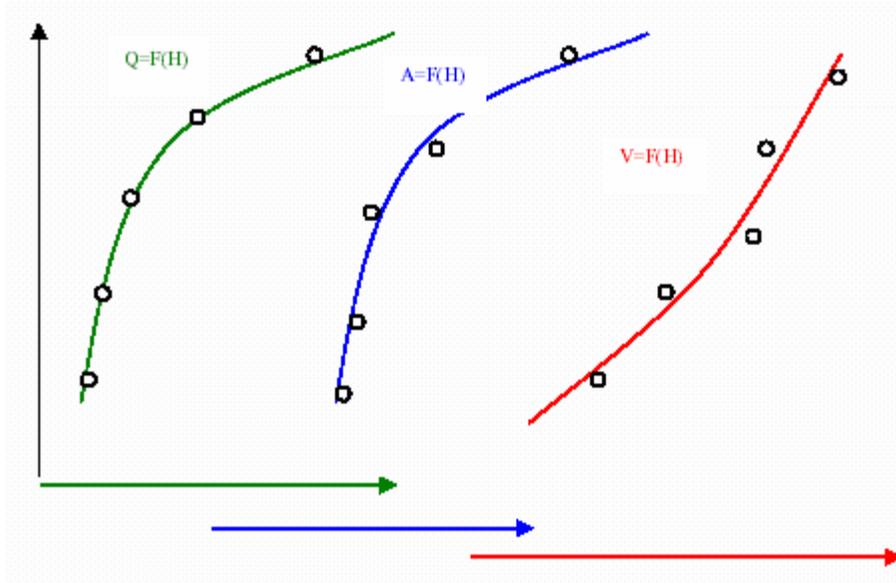
Consiste en un simple análisis de concordancia entre los valores que se presentan en el resumen de aforos, por lo general se realiza para evitar errores de transcripción de datos es un proceso manual.

B. Impresión de los puntos nivel -caudal-nivel-área, nivel-velocidad.

Para contar con la posibilidad de analizar íntegramente el comportamiento hidráulico de la sección se dibujan en un mismo plano cartesiano, con referencia a un solo eje de ordenadas (H-nivel) y a varios ejes de abcisas (Q, caudal- A, área- V, velocidad)

¹ INSTITUTO DE HIDROLOGÍA Y ESTUDIOS AMBIENTALES
REPUBLICA DE COLOMBIA MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE





Gráfica 3.2 Puntos de nivel-caudal-nivel-área, nivel-velocidad.

C. Trazado de las curvas medias por los campos de puntos.

Si el paso anterior se realizó con ayuda de un paquete gráfico, existe la posibilidad de que ese mismo paquete aplique un proceso de aproximación por mínimos cuadrados, o cualquier otro método, ajustando de este modo una ecuación analítica a cada campo de puntos. Este proceso también puede realizarse en forma manual sin perder precisión. Durante la construcción manual es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las curvas se construyen en papel milimétrico de formato A2, utilizando el sistema de coordenadas cartesianas.
- La escala de los diferentes ejes depende de la amplitud de oscilación de los caudales, áreas, niveles y velocidades; estas escalas se escogen de tal forma que las curvas tengan las siguientes inclinaciones: $H = f(Q)$ - 45 grados, $H = f(A)$ y $H = f(V)$ - 60 grados.
- Para que las curvas no se intercepten los orígenes de las abscisas de cada curva se traslada hacia la derecha con respecto al origen de la curva que la antecede.
- Para facilitar el análisis, al lado de los puntos se puede suscribir el número del aforo.
- Si la amplitud de los caudales es muy grande, cuando el cociente entre el caudal máximo aforado y el caudal mínimo aforado es igual o mayor que 20, la parte inferior de las curvas (primeros 20-30% de las curvas) se dibujan a una escala mayor (5-10 veces), esto permite definir con mayor exactitud los caudales de estiaje.

El trazado de las curvas se realiza con la ayuda de un curvígrafo, teniendo en cuenta que:

- Si la relación $H = f(Q)$ es monovalente entonces la curva tiene forma suavizada (sin quiebres ni plegamientos) con una curvatura hacia la derecha. La mayor intensidad de curva se presenta en el área de los niveles medios.
- La relación $H = f(A)$, si la sección tiene una configuración regular, tiene una forma parecida a la curva descrita $H = f(Q)$, con la particularidad de algunos puntos de quiebre allí donde la sección cambia bruscamente.

- En condiciones de flujo uniforme, la forma de la curva $H = f(V)$ presenta una ligera curvatura hacia la izquierda, lo que refleja el aumento de rugosidad cuando los niveles alcanzan la altura de las orillas pobladas por vegetación.

D. Verificación del alcance de las curvas $H = f(Q)$, $H = f(A)$, $H = f(V)$

Como es de esperar las curvas $H = f(Q)$, $H = f(A)$, $H = f(V)$, se encuentran íntimamente relacionadas entre sí, las curvas trazadas no deben contradecir este hecho y por lo tanto es necesario verificar el alcance que existe entre estas.

El alcance de estas curvas se refleja a través de la relación $Q = AV$, par revisar la bondad del enlace es necesario comparar los caudales que se obtuvieron a través de la curva $H = f(Q)$ y los que se obtuvieron como producto de las áreas por las velocidades, obtenidas por medio de las curvas $H = f(A)$ y $H = f(V)$ y para los mismos niveles en que se tomaron caudales de la curva $H = f(Q)$. Con estos datos se puede construir la siguiente tabla:

1	2	3	4	5	6
H, cms	Q m ³ /seg	A, m ²	V, m/seg	Q=A*V	DQ = ((2-5)/2)*100

Tabla 3.2 Alcance de curvas de gastos

El valor absoluto de DQ no puede superar el 1%, si esto sucede es necesario corregir el trazado de las curvas $H = f(Q)$, $H = f(A)$, $H = f(V)$ en el tramo donde el valor absoluto de DQ supera el 1%.

E. Evaluación de la estabilidad de la curva de gasto.

La dispersión que se presenta entre los caudales aforados y los caudales definidos por la relación $H = f(Q)$ es ocasionada por los siguientes factores:

- Error sistemático de la metodología de aforo.
- Factores hidráulicos.
- Factores morfológicos.

La dispersión a causa del error sistemático de la metodología de aforo tiene un carácter aleatorio y por lo tanto su influencia es balanceada ya que se presenta alternadamente, con signos positivos y negativos.

La influencia de factores hidráulicos y morfológicos puede ocasionar una alta dispersión en la curva $H = f(Q)$, esto se debe a que las condiciones hidráulicas y morfológicas, no acordes con el régimen de flujo uniforme, corrompen la monovalencia de la relación $H = f(Q)$, y produce la aparición del fenómeno de histéresis en la curva, lo que para un mismo nivel se relacionen, como mínimo, dos caudales.

Para determinar que factores producen la dispersión de la curva $H = f(Q)$, es necesario obtener su magnitud y compararla contra el error sistemático de los factores. La dispersión de la curva $H =$



$f(Q)$ se calcula como:

$$\tilde{\sigma}_q = \sqrt{\frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i - \bar{Q}_i}{\bar{Q}_i} \right)^2}$$

Ec. 3.15

Donde:

N- Número de aforos utilizados para construir la curva.

k – grado de libertad de la ecuación de regresión $H = f(Q)$.

Q – caudal aforado en el nivel H_i

Q_i – caudal obtenido de la curva $H = f(Q)$ bajo nivel H_i

La curva $H = f(Q)$ se considera estable si:

$$\tilde{\sigma}_Q \geq \tilde{\sigma}_q$$

Ec. 3.16

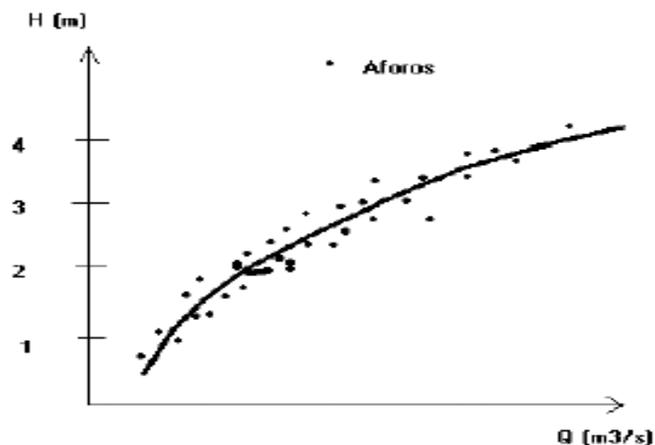
Donde (Q es el error de la metodología aplicada para aforar. Las metodologías de aforo recomendadas por el IDEAM tienen un error que no supera el 10% en promedio, por lo tanto sí:

$$10\% \geq \tilde{\sigma}_q$$

Se considera que la curva $H = f(Q)$ es estable y se puede usar, sin esfuerzos adicionales para generar caudales con base en los niveles diarios observados.

F. Construcción de la tabla de calibración.

Curvas de calibración H – Q: Con la realización de varios aforos en una sección para distintas niveles de agua, se puede establecer una relación H – Q:



Gráfica 3.3 Curva de calibración

Para ello la sección debe ser constante, no tener erosiones o sedimentaciones, no estar afectada por remanso y un régimen del río establecido. La importancia de contar con la curva $H - Q$ es que con el dato de altura se obtiene el caudal, facilitando el cálculo de un hidrograma continuo midiendo sistemáticamente las alturas.

Esta relación directa, biunívoca, entre altura y caudal, puede verse afectada por 3 situaciones, y en ese caso se debe realizar trabajos de corrección para la adecuada información de caudal. Las correcciones de la curva $H - Q$ pueden ser: a) Por variación de la sección. b) Por cambio del régimen del río. c) Por efecto de remanso.

a) Corrección por variación de la sección: En el caso que la sección elegida para construir la curva $H - Q$, tiene cambios debido a acciones de erosión o sedimentación, al no ser fija la superficie de la sección de escurrimiento, la altura medida no reflejará el caudal de la curva, sino otro mayor o menor según la sección sea mayor por erosión o menor por sedimentación:

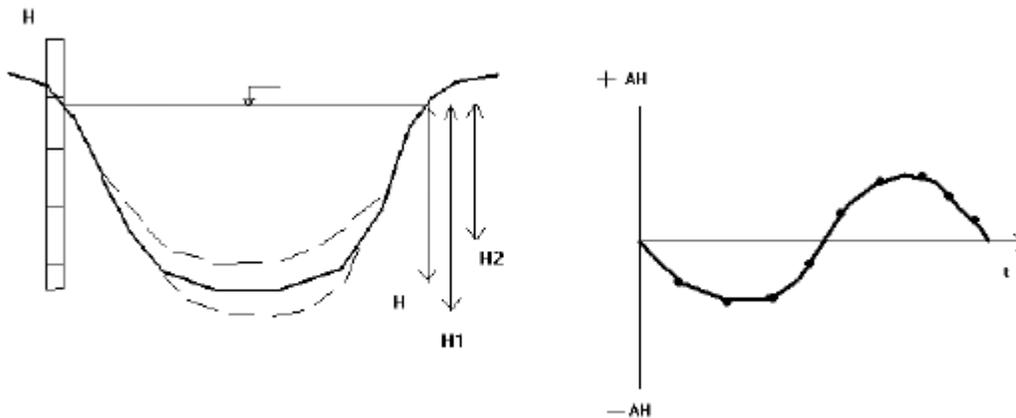


Fig. 3.38 Corrección de sección.

Para remediar este error se debe construir una curva de los H medidos en base a la erosión o sedimentación de la sección, en función del tiempo, y realizar los siguientes pasos:

- 1) Tener H medidas con Q aforados y como producto la curva $H - Q$, previa al cambio de sección.
- 2) De la curva $H - Q$, con los aforos efectuados en el momento de la variación de la sección, con el Q aforado determinar la H deducida de la curva citada.
- 3) Calcular el ΔH con la diferencia H medida $- H$ deducida.
- 4) Ajustar la $H = H$ medida $\pm \Delta H$.
- 5) Con H ajustada, entrar a la curva $H - Q$ y obtener el caudal para todos los días donde no se hizo aforos en el momento de cambio de la sección.

De este modo se puede calcular el hidrograma durante el tiempo donde hubo cambio de sección, uniendo los caudales aforados con los caudales obtenidos con la metodología citada.

b) Corrección por cambio de régimen: En crecidas algunos ríos, tienen caudales mayores a los establecidos en la relación $H - Q$, o en bajantes pronunciadas, caudales menores a los calculados

por la relación señalada. Esto se debe a que la celeridad de la onda de crecida U , que está en función de la pendiente del curso de agua en ese momento. No es de los más usados ya que los aforos normalmente se hacen para crecidas y bajantes, y este método se debe utilizar cuando la variación de la pendiente es muy evidente.

Para resolver este problema se recurre a las siguientes ecuaciones:

1) $S = S_m + 1/U * .H/.t$, donde S pendiente en crecida, S_m es en régimen normal, U velocidad de la onda en m/s, y $.H/.t$ es la variación en m/s.

2) Con Manning se deduce $Q_r/Q_m = v(S/S_m)$, donde Q_r caudal con cambio de régimen, Q_m caudal normal, y los demás factores constantes.

Combinando 1) y 2) se obtiene $Q_r = Q_m * v(1 - (1/U * S_m) * .H/.t)$, donde todos los términos son conocidos, a excepción de U :

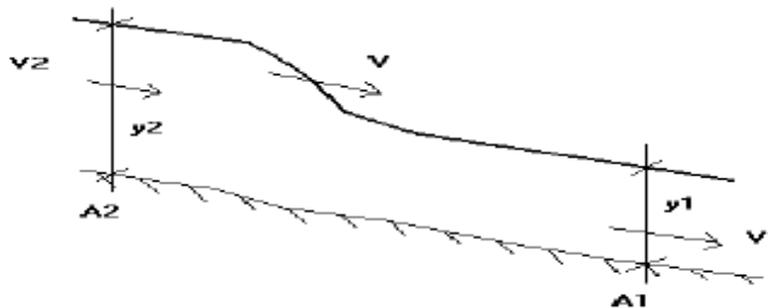


Fig. 3.39 Cambio de régimen.

La onda de entrada a la sección de aforo puede describirse como:

$$(U - V_1) * A_1 = (U - V_2) * A_2, \text{ y } U = V_1 + v_g * (A_2 * y_2 - A_1 * y_1) / (A_1 * (1 - A_1/A_2))$$

donde con las características hidráulicas y geométricas de la sección y la variación $.H/.t$, se puede obtener el Q_r caudal con cambio de régimen.

c) Corrección por remanso: Al generarse un remanso por obstrucción del río, por la existencia de un tributario a un río de mayor caudal, casos: Paraguay en su descarga al Paraná, Negro en descarga al Paraná, etc., o la construcción de una presa: estación de aforos de Posadas por construcción de la presa Yacyretá, cambia la pendiente de normal a la modificada por el remanso, en consecuencia para la misma altura pueden darse varios caudales, anulando la relación $H - Q$.

Con Manning se plantea: $Q \text{ real} / Q \text{ normal} = v (S \text{ real} / S \text{ normal})$ Para calcular el caudal real por efecto de remanso se debe contar con una estación auxiliar, preferentemente aguas abajo, para la determinación de la pendiente real distinta a la pendiente normal, se calcula el caudal real $Q \text{ real} = Q \text{ normal} * v(S \text{ real} / S \text{ normal})$. El $Q \text{ normal}$ se obtiene con la H medida en la escala hidrométrica que tiene la sección de aforo y la curva $H - Q$.

3.7.5.1 LIMNÍMETROS

La altura de agua se mide con escalas hidrométricas o limnímetros. Son reglas graduadas en metros, decímetros y centímetros, que deben colocarse en un lugar visible para el observador, en un solo tramo si el río lo permite, o en tramos escalonados hacia fuera del centro del cauce, de modo de medir con precisión los valores mínimos y máximos.

Las lecturas de las escalas hidrométricas deben realizarse con una frecuencia acorde a la manifestación de las variaciones de alturas del río, con frecuencia de horas o días: En ríos localizados en ambientes de montaña deben realizarse mediciones frecuentes para poder captar el paso de las crecidas, no así en ríos de llanura donde los movimientos de elevación o descenso de las aguas son lentos y previsibles.



Foto 3.1 Instalación de limnímetros en el Río Atacuar- Estación Bocas.

TIPOS DE LIMNIMETROS.

LIMNÍMETROS DE PUNTA Y GANCHO DIGITALES (H1-7,H1-8)

Descripción

Un bastidor de montaje se fija a una estructura apropiada de soporte, y una pletina vertical plana sujeta a la unidad de medición queda libre para deslizarse hacia arriba y hacia abajo por encima de la superficie del agua.

Un gancho o una punta de acero, fijado al extremo inferior de la pletina, se utiliza para localizar la superficie del agua.

La unidad de medición consta de una pantalla electrónica de cristal líquido que indica los movimientos de la pletina. Un mecanismo de liberación rápida permite efectuar rápidamente grandes cambios de posición, y un tornillo de ajuste permite un posicionamiento final preciso.

Un botón reinicia la pantalla a cero en cualquier posición, para poder medir movimientos relativos a un punto de referencia. Este indicador es fácil de usar y minimiza los posibles errores producidos por la lectura de una escala vernier.

LIMNÍMETROS DE PUNTA Y GANCHO CON ESCALA VERNIER (H1-1,H1-2,H1-3)

Descripción

Un bastidor de montaje se fija a una estructura apropiada de soporte, y una varilla medidora queda libre para deslizarse hacia arriba y hacia abajo por encima de la superficie del agua. Un gancho o una punta de acero inoxidable, fijado al extremo inferior de la varilla, se utiliza para localizar la superficie del agua.

La medición se realiza usando una escala primaria fijada al bastidor de montaje y una escala nonio fijada a la varilla. Los bordes de las dos escalas están en contacto.

La varilla está fijada en un collar con tornillo que permite un ajuste fino, y puede ser liberada del mismo para efectuar rápidamente cambios grandes de posición. Un tornillo de fijación situado en la escala nonio permite fijar la posición cero.

LIMNÍMETRO ACUSTICO

1. Fines y objetivos

Medir el nivel de agua sin hacer contacto con la superficie de agua.

2. Descripción

El limnómetro Acústico es un dispositivo para la medida continua de nivel de agua en ríos y presas. Como el limnómetro utiliza un transmisor-receptor que opera por el método de reflexión de ondas ultrasónicas, puede medir el nivel de agua sin entrar en contacto con el agua.

Consiguientemente, el instrumento no requiere estructura subacuática, tal como anclajes y pozos medidores, de modo que la instalación puede completarse a bajo costo. Además, las mediciones pueden efectuarse en sitios donde hay crecidas y corrientes rápidas, el lecho fluvial cambia frecuentemente, o la corriente es dificultada por guijarros, escombros, y otros objetos transportados por el agua.

Un poste o viga son necesarios para instalar el limnómetro. La exactitud es de 1 cm y el intervalo de medidas es de 13,5 m.

3. Entrada

Nivel de agua real.

4. Producto de salida

Nivel de agua en una pantalla de datos digitales, como señal digital (B.C.D.) o señal analógica (0V-5V DC y 4mA-20mA DC).

5. Requisitos y restricciones operativas

El transmisor-receptor debe estar a 1,5 m de la superficie del agua a su máximo nivel, y a un máximo de 15 m del nivel mínimo. Debe evitarse objetos expuestos próximos que puedan



ocasionar reflexiones espúreas.

LIMNÍMETRO DE CUARZO

1. Fines y objetivos

Medir el nivel de agua con precisión.

2. Descripción

Este limnómetro se utiliza para la medida de nivel de agua en ríos, canales, acueductos, etc. Para determinar la presión hidráulica se instala un sensor en el fondo del río. Un oscilador de cuarzo es utilizado en el sensor de presión de modo que se obtienen resultados con gran estabilidad y precisión.

3. Entrada

Nivel de agua real.

4. Producto de salida

Nivel de agua como señal digital (B.C.D.) o señal analógica (0V-5V DC y 4mV-10mV DC) en una pantalla digital o como un listado de impresión.

5. Requisitos y restricciones operativas

Se necesita una protección del sensor y del cable.

LIMNIMETRO DE CRISTAL DE CUARZO

1. Fines y objetivos

Medir el nivel de agua en presas, embalses, mareas y ríos con el más amplio intervalo de medidas posible para un sensor, 10 m a 70 m. Es un limnómetro con ventajas desde el punto de vista económico. Otro mérito es el método simple de construcción y mantenimiento.

2. Descripción

La frecuencia del Limnigrafo de Cristal de Cuarzo refleja fluctuaciones de presión de tal suerte que cualquier cambio en el nivel de agua, y por tanto en la presión del agua, se convierte en un cambio equivalente de frecuencia del cristal. Esta se convierte en una señal digital para la salida y la pantalla. El mecanismo garantiza datos precisos libres de cualquier dispersión en cualquier circunstancia.

Este limnómetro puede funcionar en forma totalmente automática para la medición y grabación del nivel de agua.

La frecuencia de salida del sensor permite una medida directa del cambio del nivel de agua como una cantidad digital. Este sensor da una resolución alta debido a una excelente tasa de conversión y un cambio grande en la frecuencia como función de la presión.

Compacto y no susceptible a ninguna aceleración ni gravedad, no sufre ninguno deterioro de sus características, por lo que garantiza un consumo mínimo de energía.

3. Entrada

Presión de agua acompañando un cambio en el nivel de agua.

4. Producto de salida



La salida externa de esta unidad son señales BCD de nivel de agua a ser enviadas a sistemas telemétricos. Cuando se combina con impresoras/grabadoras digitales o con grabadoras analógicas, es versátil con cualquier grabación de nivel de agua deseado.

5. Requisitos y restricciones operativas

A excepción de trabajos de ingeniería civil necesarios para la construcción de las instalaciones de esta unidad, el número de personal de nivel profesional para la instalación, operación y mantenimiento es de por lo menos dos.

En el supuesto de grabar los datos medidos in situ, es necesario reemplazar el papel de grabación periódicamente (aproximadamente cada 6 meses, con una hora de impresión por día. Cuando la batería es la única fuente de energía, es necesario reemplazarla periódicamente por una batería cargada.

La temperatura ambiente para el sensor es -10 a $+40$ °C, no permitiéndose ninguna congelación. Es -10 a $+40$ °C para el codificador, con la humedad 20 a 90%, no permitiéndose ninguna condensación. Hay 4 intervalos diferentes de medición de nivel de agua: 0 a 10 m, 0 a 20 m, 0 a 30 m, 0 a 70 m.

LIMNÍMETRO DIGITAL

1. Fines y objetivos

Sensor de nivel de agua desarrollado para su uso en estaciones de observación telemétricas y estaciones de drenaje por bombeo. Puede conectarse directamente con procesadores de datos y equipos inalámbricos. Permite mediciones simultáneas y grabación/impresión digital.

2. Descripción

Por medio del imán de un flotador se conectan y desconectan interruptores de lectura situado a intervalos de 1 cm. Esto origina una serie de señales eléctricas para la salida. Se puede garantizar 1 cm de precisión con independencia del intervalo total de mediciones.

Este limnómetro puede funcionar en forma totalmente automática como un sistema para medir el nivel del agua y grabarlo.

3. Entrada

Nivel de agua.

4. Producto de salida

La salida externa son señales BCD de nivel de agua a ser enviadas a equipos telemétricos, etc. La grabación e impresión se puede hacer a un intervalo de tiempo predeterminado. En el caso de que un nivel de alarma se supere, los datos se pueden grabar con menor intervalo de tiempo, y se imprime un asterisco junto a los valores correspondientes.

5. Requisitos y restricciones operativas

A excepción de trabajos de ingeniería civil necesarios para la construcción de las instalaciones de esta unidad, el número de personal de nivel profesional para la instalación, operación y mantenimiento es de por lo menos dos.

En el supuesto de grabar los datos medidos in situ, es necesario reemplazar el papel de grabación periódicamente (aproximadamente cada 6 meses, con una hora de impresión por día). Cuando la batería es la única fuente de energía, es necesario reemplazarla periódicamente.

La temperatura ambiente para el sensor es -10 a $+50$ °C, pero debe aplicarse calefacción para evitar congelación. Es -10 a $+40$ °C para el codificador, con la humedad debajo del 90%, no permitiéndose ninguna condensación.

Hay 6 intervalos diferentes (por limnómetro) de medición de nivel de agua: 0 a 1 m, 0 a 1,5 m, 0 a 2 m, 0 a 2,5 m, 0 a 3 m y 0 a 3,5 m. De acuerdo al intervalo de mediciones, es posible combinarlos.

3.7.5.2 LIMNÍGRAFOS

En algunas secciones hidrométricas no se puede acceder fácilmente para su lectura o no se puede estar todo el tiempo de manifestación de una crecida. En esos casos se instalan limnógrafos, que registran en un papel las oscilaciones de altura de agua. Contienen una boya que actúa como flotador en el agua, un cable que llega hasta el equipo registrador y un contrapeso para equilibrar el movimiento de la boya.

El equipo registrador tiene un tambor o cilindro donde se enrolla una faja de papel, y una aguja con tinta, que va marcando dichas oscilaciones, con un mecanismo de relojería que mueve el tambor. Periódicamente, cada día, 7, 15 o 30 días, se saca la faja marcada y se coloca una nueva, dependiendo de las variaciones de altura y de la accesibilidad al lugar de medición.

LIMNÍGRAFOS TIPO FLOTADOR

1. Fines y objetivos

Medir y registrar a largo plazo el nivel de agua en ríos, presas y mar.

2. Descripción

Los cambios en el nivel de agua son transmitidos de un flotador a dos plumas registradoras (pluma para centímetros y pluma para metros) con una polea y un mecanismo de engranajes. Se dispone opcionalmente de un transmisor telemétrico.

3. Entrada

Nivel de agua real.

4. Producto de salida

Gráficos de nivel de agua. Intervalo 0 a 10 m con una precisión de 1 cm.

5. Requisitos y restricciones operativas

El pozo de observación debería ser de más de 600 mm de diámetro interior.

3.7.6 ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

Servicio Hidrológico Nacional (SHN)

Objetivo

Contribuir a la disminución de la amenaza y vulnerabilidad de la población a la problemática hídrica y su efecto en la población: disponibilidad, contaminación, inundaciones, etc. Tanto en aguas superficiales como subterráneas

Organización

Estación de aforos

Estación para la medida regular del caudal de una corriente. De acuerdo con las instalaciones y métodos empleados para medir el caudal, las estaciones de aforos se pueden clasificar en:

1. Estaciones con presa de aforo;
2. Estaciones con medidor de control;
3. Estaciones de velocidad por área, constituidas por un control, un limnógrafo y una sección de aforos.

Estación hidrológica

En un más amplio sentido esta denominación incluye tanto a las estaciones fluviométricas como a las estaciones limnimétricas, no obstante, generalmente, la denominación hidrológica es sinónima de fluviométrica.

Estación hidrométrica

Instalación hidráulica consistente en un conjunto de mecanismos y aparatos que registran y miden las características de una corriente.

Estación limnográfica o fluviográfica

Estación para la determinación de caudales por medio de registro gráfico continuo de los niveles de agua.

Estación limnimétrica o fluviométrica

Estación para la determinación de caudales por medio de lecturas periódicas sobre una regla graduada llevadas a cabo por un observador. La frecuencia de las lecturas es de dos veces por día.

Estación lluviosa

Período de tiempo para definir el tiempo en que se presentan las lluvias en una zona, en Costa Rica normalmente comprendido entre los meses de abril a octubre para el pacífico sur, con variaciones en días a su inicio o final del período.

Estación meteorológica

Sitio donde se evalúan las condiciones actuales del tiempo; consta de un jardín con características especiales donde se instalan los instrumentos meteorológicos, entre los cuales se consideran como más frecuentes: al abrigo o garita de instrumentos, el pluviómetro, el evaporómetro, la veleta, etc.

3.7.7 OTROS MÉTODOS DE AFORO.

Aforo: Es la operación de campo que tiene como fin realizar el cálculo del caudal que



escurre por una sección de un río, por ejemplo en el puente de acceso a Puerto Tirol para el río Negro, el puente Libertad para el río Bermejo, el puente General Belgrano para el río Paraná.

Los métodos para hacer el aforo de un río, son: a) Sección de control. b) Relación sección-velocidad, y c) Relación sección-pendiente.

Sección de control: Tiene en cuenta las leyes que opera la hidráulica con un fluido como el agua. Es el más exacto, en especial para caudales bajos. Debe tener una sección de control donde se manifieste una energía específica, que es la mínima para escurrimiento del río, energía que se manifiesta por el tirante y la altura de velocidad.

Esto produce el tirante crítico, que se puede provocar artificialmente en el cauce de un río, elevando el fondo del cauce, estrechando las márgenes de la sección, o combinando ambas modificaciones.

Las secciones artificiales construidas se llaman vertederos, que son de pared delgada para caudales mínimos menores a 0,5 m³/s, y de pared gruesa para caudales mayores, con secciones de paso triangular o rectangular. Con la ecuación $Q = C * L * H^{3/2}$, se puede calcular el escurrimiento del río, con C coeficiente de contracción del vertedero, L ancho del vertedero y H altura de agua.

Aforo químico: En el caso de ríos o arroyos de montaña los anteriores métodos quedan inhabilitados, a excepción de la sección de control.

En esos casos se recomienda el aforo químico, que se basa en la medición de la variación de concentración de una disolución al vertirse a un río que tiene un determinado caudal que se quiere calcular. La disolución mas usada es el dicromato de sodio.

El aforo clásico establece un régimen permanente de caudal de la disolución concentrada sobre el caudal Q del río, donde la disolución pasa a ser muy diluida, y generándose la nube de concentración que corre río abajo.

Estas nubes de concentración de la disolución pueden ser elemental o con meseta:

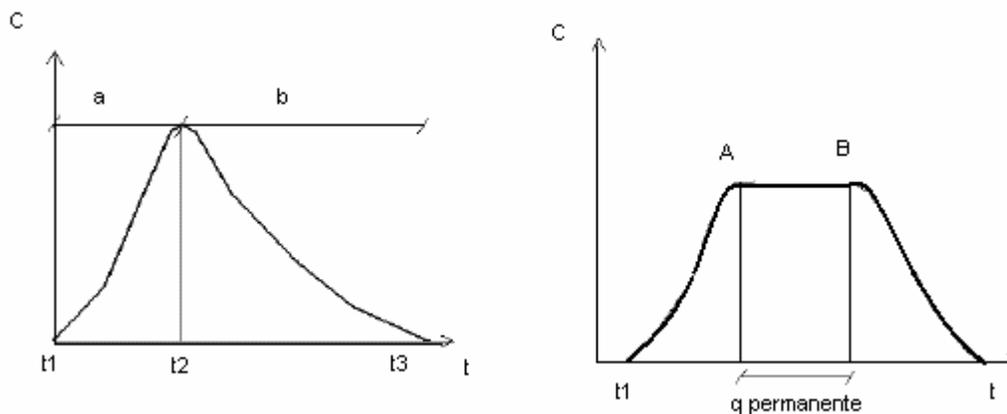


Figura 3.40 Concentración de disolución.

El planteo teórico parte de la ecuación de continuidad: $Q_1 * n + q * N_1 = Q_2 * n_2$, donde Q₁ es el caudal del río antes de agregarse la disolución, n es la concentración de la disolución antes del



sitio de aforo, q caudal de la disolución, $N1$ concentración de la disolución que se agrega, $Q2$ el caudal del río después del agregado, y $N2$ concentración de la disolución en el caudal del río.

Considerando que n es nula o muy pequeña, porque se trata de agregar un líquido de una concentración que el río no este trayendo, se puede calcular el caudal de escurrimiento a través de la ecuación: $Q2 = q * N1 / N2$.

Los límites de los valores que encuadran el aforo químico, son los siguientes:

Valores normales: $q = 0,10$ l/s, $N1 = 250$ g/l, $N2 = 0,0003$ g/l

Para $Q < 15$ m³/s, es a) $N1 = 125$ g/l y $q = 0,10$ l/s, y b) $N1 = 250$ g/l y $q = 0,05$ l/s.

Para Q en el orden de 100 m³/s, $q = 0,3$ l/s, con 10 minutos de vertido.

La regla práctica es 1 kg de disolución por 1 m³/s, para $Q < a$ 100 m³/s.

Aforos por flotadores: En casos expeditivos donde no se requiere demasiada precisión, se puede usar el método de los flotadores. Son elementos que se tiran al agua, flotan y son arrastrados por la corriente, por lo que al medir el tiempo de traslado en una determinada longitud se estima la velocidad de escurrimiento. Los flotadores mas utilizados con corchos, botellas, ramas, etc.

El cálculo de la $V = L/T$, y el $Q = V * S$, considerando que la velocidad es superficial, salvo que el flotador tenga un determinado peso y se hunda a una determinada profundidad, donde en ese caso será la velocidad de esa profundidad.

CAPÍTULO IV

4.1 RELACIÓN LLUVIA-ESCURRIMIENTO

La información acerca de escurrimientos en una sección de interés sobre una corriente es necesaria para diseñar obras de aprovechamiento o de protección. En muchas ocasiones, el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de mediciones directas que le permitan conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación. Además, cuando la cuenca ha estado o estará sujeta a cambios de importancia (por ejemplo, por la construcción de obras de almacenamiento, urbanización y deforestación en partes de la cuenca, etc.), estos cambios modifican el régimen del escurrimiento, por lo que su registro histórico no representa correctamente el comportamiento futuro de la corriente.

En esos casos, y evidentemente en los problemas de predicción de avenidas a corto plazo, es necesario contar con un modelo que permita estimar los escurrimientos a partir de las características de la lluvia, tomando en cuenta las condiciones de la cuenca.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es compleja; depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se ha desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples formulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados basados en principios de la física.

Algunas de las razones prácticas por las que es necesario estudiar la relación entre la precipitación y el escurrimiento son:

- a) Dado que la lluvia ocurre antes que el escurrimiento, si se conoce la relación precipitación-escurrimiento es posible hacer una predicción de las avenidas que permita tomar con tiempo medidas de protección.
- b) En muchas ocasiones, debido a que los registros de precipitación son mas antiguos que los de escurrimiento o que régimen del escurrimiento ha sido afectado por modificaciones de la cuenca (por la construcción de presas o la urbanización de algunas partes, por ejemplo), el análisis estadístico de las tormentas es mas confiable que el de las avenidas y, si se conoce la relación entre precipitación y escurrimiento, las características estadísticas de las avenidas se pueden estimar indirectamente a partir de las tormentas.
- c) Dado que las características de las tormentas dependen en menor grado de las características de las cuencas, es posible utilizar la información obtenida en zonas muy distintas de la cuenca de interés con ajustes relativamente sencillos. La posibilidad de este tipo de extrapolaciones facilita considerablemente el cálculo de tormentas máximas, las que, transformadas a escurrimiento de acuerdo con las características específicas de la cuenca de interés, permiten el cálculo de avenidas de diseño.

La conversión de las lluvias en escurrimiento superficial es un proceso complejo que depende tanto de la distribución espacial y temporal de las lluvias como de las características del suelo en cada parte de la cuenca. Esta complejidad ha dado lugar a que se desarrolle una gran cantidad de métodos para calcular los escurrimientos a partir de las lluvias. Muchos de ellos corresponden a problemas específicos de una cuenca particular.

CLASIFICACIÓN DE MÉTODOS PARA CALCULAR LAS RELACIONES PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO

Como existe una gran variedad de modelos precipitación-escorrimento, conviene agruparlos en diferentes categorías a efecto de escoger el más adecuado para cada caso particular. Una manera de clasificarlos es de acuerdo con la información que se requiere para su calibración; de esta manera, los modelos de precipitación-escorrimento se dividen en tres grandes grupos:

- a) Modelos que requieren únicamente las principales características físicas promedio de la cuenca en estudio.
- b) Modelos para los que es necesario contar con registros simultáneos de precipitación y escurrimento.
- c) Modelos para los que se debe disponer (además de los registros simultáneos de precipitación y escurrimento) de las características físicas detalladas de la cuenca.

Al primer grupo corresponden las formulas empíricas, las que se han sido obtenidas relacionando mediciones simultaneas de lluvia y de escurrimento con las características de las cuencas.

El segundo grupo se conoce como modelos de caja negra, se calibran a partir de los datos de ingreso y salida de la cuenca sin tomar en cuenta explícitamente sus características físicas.

Al tercer grupo pertenecen los modelos que, a partir de la información detallada de las características físicas de la cuenca y de la aplicación de las formulas fundamentales de la hidráulica, pretenden simular el proceso de escurrimento en toda la cuenca. Un caso característico de este tipo de modelo es el de Stanford.

Aunque los modelos del tercer grupo son los mas completos, ya que ofrecen un conocimiento detallado del proceso precipitación-escorrimento, su aplicación se restringe a cuencas donde se dispone de una amplia información de características topográficas y geológicas, uso del suelo, condición de la superficie del suelo, etc., y se conoce con precisión la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo. Cuando no se tiene la información necesaria, no es recomendable utilizar esta clase de modelos.

La correlación lluvia escurrimento mas simple es la representación grafica de dos variables con lluvias promedio contra escurrimento resultantes (fig. 4.1). La relación típica es una curva ligera que indica un incremento en el porcentaje de escurrimento con las mayores lluvias. Esas relaciones simples no toman en cuenta las variaciones de las condiciones iniciales que pueden afectar al escurrimento y, generalmente, hay una dispersión considerable de los puntos, con respecto a al línea media

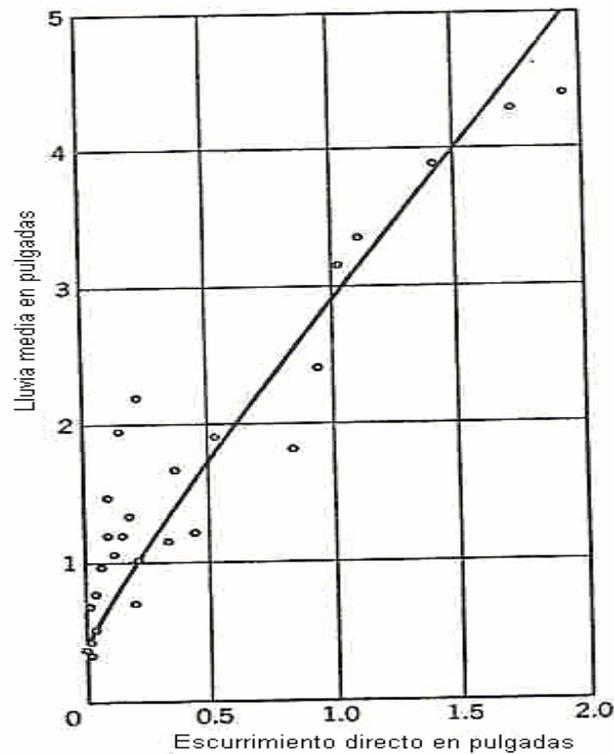


Figura 4.1 Grafica para conocer la relación lluvia-escorrimento.

Puede introducirse una tercera variable para dar explicación a las desviaciones que hay en la relación simple. Esto se hace representando a la relación entre la lluvia y el escorrimento y anotando el valor de la tercera variable para cada punto. Después se trazan las líneas que se ajustan mejor a los diversos valores de la tercera variable. En las regiones húmedas, el escorrimento inicial en una corriente refleja condiciones antecedentes con bastante claridad y frecuentemente sirve como un parámetro efectivo (fig. 4.2).

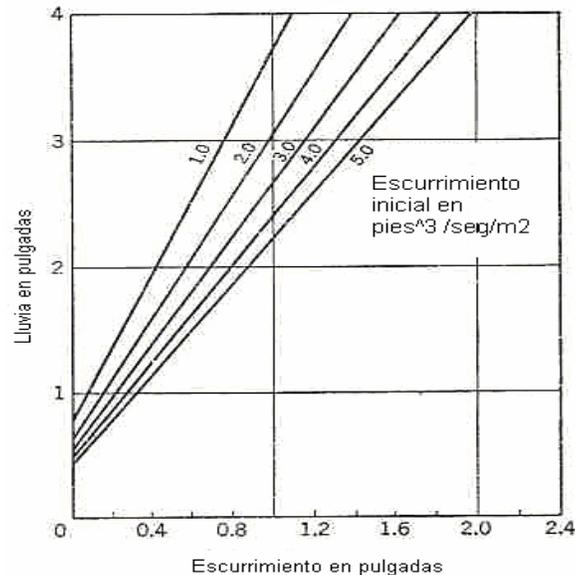


Fig. 4.2 Grafica para determinar el escorrimento inicial.

Otro parámetro es la precipitación antecedente, la cual sirve como un índice para la condición de humedad del suelo. Como la lluvia mas reciente tiene el efecto más grande sobre la humedad del suelo, los valores empleados en el índice de precipitación antecedente deben ponderarse, de acuerdo con la época o tiempo de su ocurrencia. Esto se hace convenientemente considerándose al valor del índice P_{aN} al final del N-avo DIA como determinado por la ecuación siguiente:

$$P_{aN} = bP_{aN-1} + P_N \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde P_{aN-1} es el índice de precipitación en el día anterior, P_N es la precipitación observada al N-avo día y b es un coeficiente. Donde no hay lluvia durante t días, la ecuación 1 puede cambiarse a la siguiente:

$$P_{aN+t} = P_{aN} b^t \quad \text{Ec. 4.2}$$

La cantidad ponderada que se fija a la lluvia en los t días anteriores a un tiempo determinado, es entonces bt , los valores de b generalmente varían entre 0.85 y 0.95. Las determinaciones efectivas o reales de la humedad del suelo probablemente serian superiores a cualquiera de los parámetros antes analizados, pero los registros sistemáticos de la humedad del suelo son difíciles de obtener para grandes áreas.

La humedad del suelo no es el único factor que influye en las condiciones de realimentación de la cuenca en cualquier tiempo y, por lo tanto, un índice de la precipitación antecedente o un índice del escurrimiento inicial no siempre explica completamente la distribución aislada de puntos en una grafica de lluvias y escurrimientos. La semana del año ha probado que es un parámetro útil por indicar aproximadamente la etapa del desarrollo de la planta, lo cual influye en la interceptación y la condición de la superficie del terreno alterada por los trabajos agrícolas. La semana del año refleja también condiciones típicas de evapotranspiracion que determina ha la humedad del suelo, junto con la precipitación antecedente. La duración de la lluvia también ha probado ser útil para algunas correlaciones, tal como podría deducirse por el hecho de que la infiltración es un fenómeno del tiempo. Las relaciones simples lluvia-escurrimiento, índices de infiltración y coeficiente de escurrimiento, normalmente son apreciables para una pequeña cuenca fluvial simple. Sin embargo, se han aplicado relaciones más complejas de lluvia-escurrimiento a grandes áreas que incluyen a varias cuencas.

Es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes, o bien usando los métodos estudiados para el caso de avenidas de diseño.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

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

Debido a que, por un lado, la cantidad y calidad de la información disponible varían grandemente de un problema a otro y a que, por otro, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento.

4.2 MÉTODOS EMPIRICOS.

La mayoría de los modelos empíricos que se han desarrollado para relacionar la precipitación y el escurrimiento se basa en los datos particulares de alguna región, por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella; sin embargo son de utilidad cuando no se tiene información de gastos y solo se conocen características físicas promedio de la cuenca y registros de precipitación.

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

4.2.1 ENVOLVENTE DE LOWRY.

Existen una gran cantidad de formulas pero las mas usadas en México son las de Creager y Lowry.

La formula de Lowry es:

$$q = C_L / (A + 259)^{0.85} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (km²).

C_L = Parámetro adimensional que depende de la región hidrológica en que se encuentra la cuenca en estudio.

C_L se determina por regiones, llevando a una grafica logarítmica los gastos unitarios máximos (q) registrados contra sus respectivas áreas de cuenca y seleccionando el valor C_L que envuelva a todos los puntos medidos. Para la formula de Lowry se puede tomar un valor de C_L = 3500 como mundial (ver fig. 4.3).

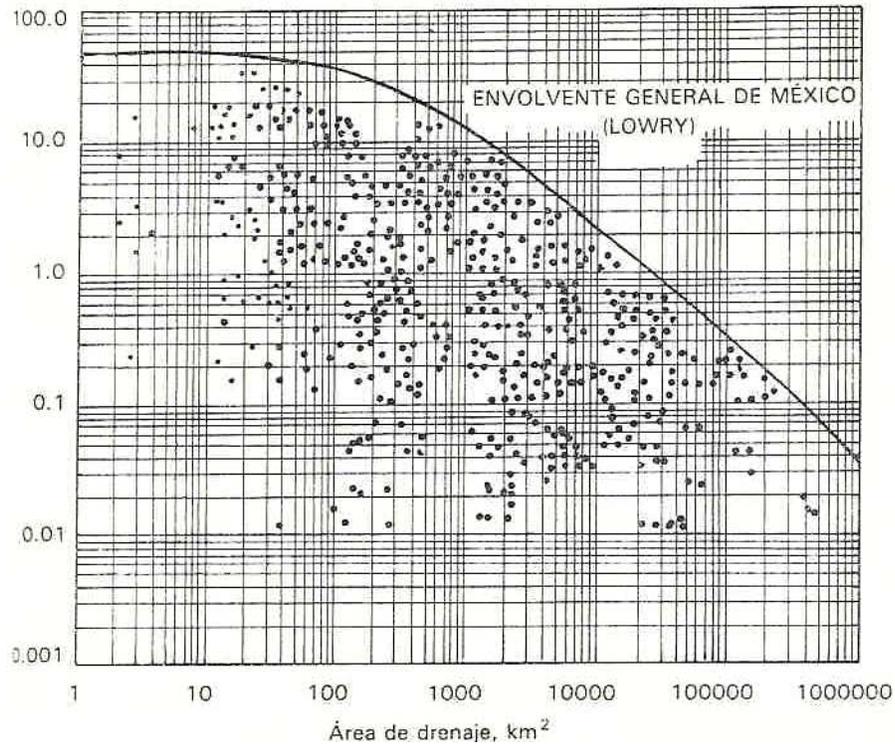


Figura 4.3 Grafica para la envolvente de Lowry.

La Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha calculado los valores de C y C_L para las 37 regiones en que ha dividió a la Republica Mexicana. Editada por la Comisión Nacional del Agua.

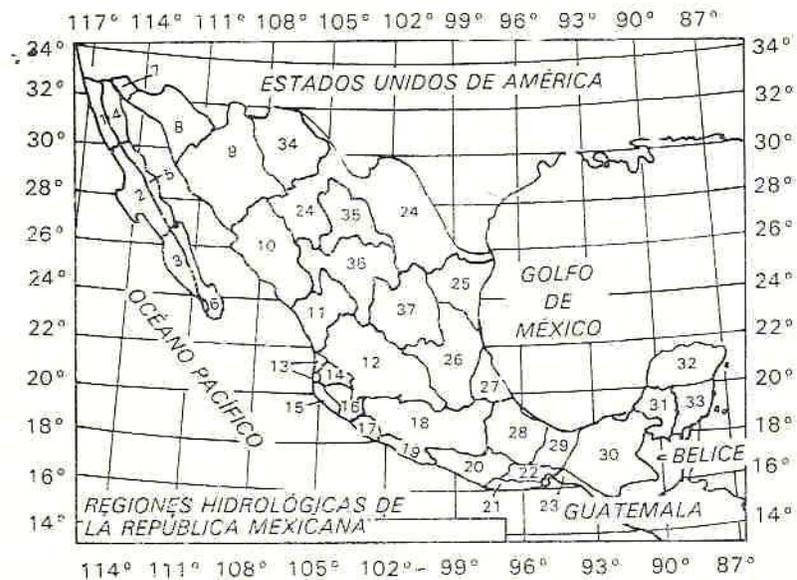


Figura 4.4 Croquis de las regiones hidrológicas de la Republica Mexicana.

Región #	Descripción	C _L
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noroeste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta. Rosalía)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Riío colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio-San Pedro zona costera	4630
11	Presidio-San Pedro zona alta	470
12	Lerma- Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería-Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa grande	2100
20	Costa chica-Riío verde	3180
20	Alto riío verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pto. Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24 ^a	Alto bravo-Conchos	1020
24B	Medio bravo	5170
24C	Riío salado	1410
24D	Bajo bravo	2130
25	San Fernando-Soto la marina	2330
26 ^a	Alto panuco	1360
26B	Bajo panuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan-Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva-Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimi	
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El salado	1310

Tabla 4.1 Coeficientes de la envolvente de Lowry.

4.2.2 ENVOLVENTE DE CREAGER.

En general los métodos empíricos permiten estimar el gasto máximo de la avenida de diseño en función de características fisiográficas y de precipitación de la cuenca en estudio, esto es, mediante una ecuación del tipo:

$$Q_d = f(A, P, L, \dots) \quad \text{Ec. 4.4}$$

Donde:

Q_d Gasto de diseño.

A,P,L. Características fisiográficas y de precipitación de la cuenca.

La aplicación de formulas de este tipo, generalmente obtenidas en otras cuencas, constituye un proceso de transposición y extrapolación.

El método de Creager es el método empírico mas utilizado, que se basa en la asociación grafica de los gastos máximos por unidad de área con diferentes periodos de retorno, medidos en cuencas hidrológicas de todo el mundo.

Los puntos graficados quedan comprendidos abajo de una curva envolvente de todos ellos, cuya ecuación es la siguiente:

$$q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha} A^{-1} \quad \text{Ec. 4.5}^1$$

$$\alpha = 0.936 / A^{0.048}$$

o'

$$q = 0.2075 C A^{1.048} \quad \text{Ec. 4.6}^2$$

Donde:

¹ Fórmula obtenida del manual de diseño de Obras civiles (Comisión Federal de Electricidad)

² Fórmula obtenida del manual de proyecto para Carreteras (Secretaría de Comunicaciones y Transporte)

q = Gasto unitario $\{(m^3/s) / km^2\}$.

A = Área de la cuenca (km^2).

C = Parámetro adimensional que depende de la región hidrológica en que se encuentra la cuenca en estudio y que puede obtenerse en la publicación envolventes de gastos máximos observados y probables en la república mexicana, que edita la comisión nacional del agua, dependencia que dividió la república mexicana en 37 regiones hidrológicas, y utilizando la ecuación de Creager, elaboro para cada región las curvas envolventes para periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 1000, y 10000 años.

Para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se procede como sigue:

1) Con el área de la cuenca (A), en kilómetros cuadrados, se entra en la grafica correspondiente a la región hidrológica donde se localice la cuenca en estudio, hasta cortar verticalmente la curva correspondiente al periodo de retorno (Tr) establecido; desde este punto una línea horizontal permite determinar el gasto unitario (q) correspondiente.

2) Con el gasto unitario obtenido como se describe en el manual M-PRY-CAR-1-06-003, procesamiento de información se calcula el gasto máximo para el periodo de retorno considerado con la siguiente formula:

$$Q_{Tr} = q A \quad \text{Ec. 4.7}$$

Donde:

Q_{Tr} = Gasto máximo para el periodo de retorno Tr establecido (m^3/s).

q = Gasto unitario para el periodo de retorno Tr establecido, obtenido para la región hidrológica donde se ubique la cuenca en estudio $\{(m^3/s) / km^2\}$.

A = Área de la cuenca (km^2).

De la misma forma se calculan los gastos máximos para cada uno de los periodos de retorno. Esos gastos se asientan en un papel semilogaritmico, elaborando una grafica de gastos máximos-periodos de retorno según el método de Creager, como la mostrada en la figura 4.5 en la que las ordenadas en escala natural corresponden a los gastos y las abscisas en escala logarítmicas, a los periodos de retorno.

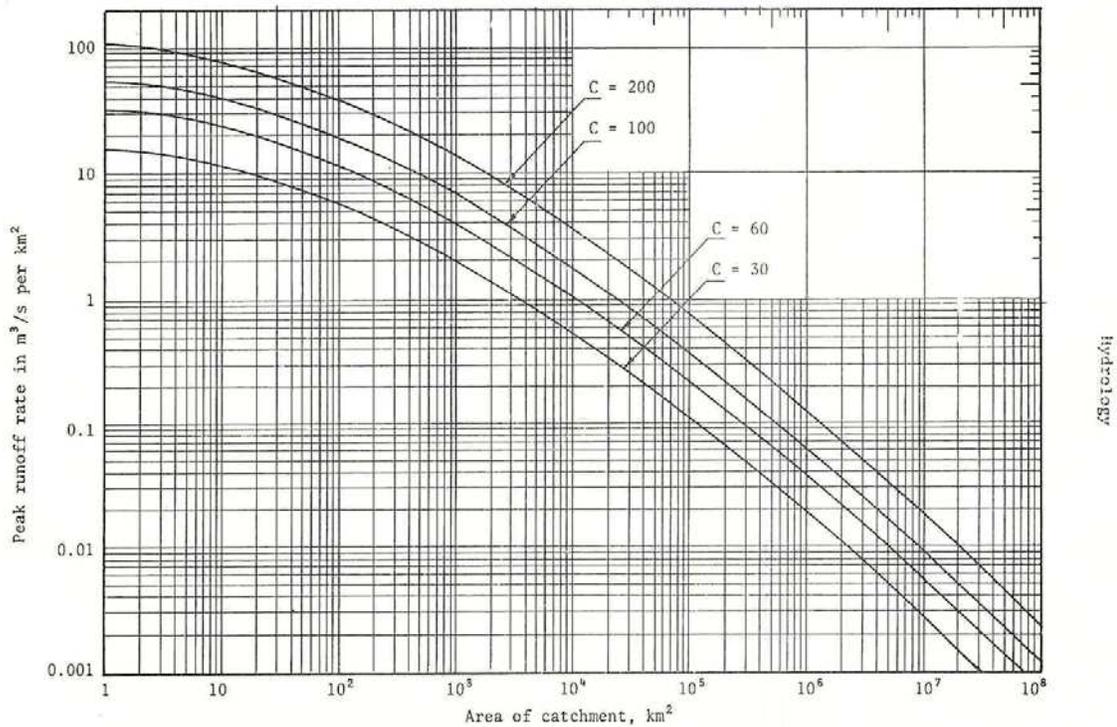


Figura 4.5 Gráfica de la envolvente de Creager.

Ejemplo 4.1:

Estimar el gasto máximo en una cuenca, con área de 300 km², localizada en la cuenca de los ríos atoyac y mixteco, de la cual no se tiene información hidrológica.

Debido a la carencia de datos, puede recurrirse a las envolventes de Creager.

Para los datos mundiales $C = 100$ y para los gastos dentro de la región $C = 18.0$ (de tabla, para el alto balsas).

Utilizando la ecuación:

$$q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha} A^{-1}$$

$$\alpha = 0.936 / A^{0.048}$$

$$Q_{Tr} = q A$$

Para $C = 100$ $Q = 33836.6$ m³/s.

Para $C = 18.0$ $Q = 690.6$ m³/s.

4.2.3 FÓRMULA RACIONAL

La Fórmula Racional que tiene aplicación en cuencas, es posiblemente el modelo mas antiguo de la relación lluvia-escorrimento, toma en cuenta, además del área de la cuenca, la intensidad de la precipitación.

Nos ayuda a determinar el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno. Su fórmula es sencilla y por eso se explica la vigencia que ha tenido.

Suponiendo que en una cuenca impermeable cae uniformemente una intensidad de lluvia constante durante un largo tiempo. Primero, el gasto emitido de la cuenca será proporcional al tiempo y en un determinado momento se alcanzará un punto de equilibrio, es decir, que el volumen de entrada por unidad de tiempo será igual al gasto que sale de la cuenca (figura 4.6).

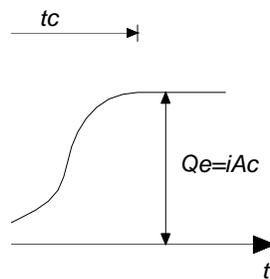


Figura 4.6 Gráfica para determinar el gasto máximo.

El tiempo transcurrido entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina *tiempo de concentración*, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

El tiempo de concentración t_c (figura 4.6), depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y, de la velocidad que adquiere en promedio dentro de la misma. Esta velocidad esta en función de las pendientes del terreno, cauces y de la rugosidad de la superficie de los mismos. El tiempo de concentración se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t_c = \frac{L}{3600v}$$

Ec. 4.8

donde t_c es el tiempo de concentración en "hrs", L es la	Velocidad media, m/s
1-2	0.6
2-4	0.9
4-6	1.2
6-8	1.5

a)

Pendiente %	Velocidad media, m/s		
	Bosques	Pastizales	Canal natural no bien definido
0-3	0.	0.	0.
4-7	3	5	3
8-11	0.	0.	0.
12-15	6	9	9
	0.	1.	1.

b)

Tabla 4.2 Valores para determinar la velocidad media.

Otra manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Ec. 4.9

Donde S es la pendiente del cauce principal, L se expresa en m y t_c resulta en hrs.

En una cuenca no impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad i escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, se puede escribir la llamada *fórmula racional*:

 $Q_p = C i A_c$

Ec. 4.10

Donde C es un coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa y Q_p es el gasto máximo posible que puede producirse con una lluvia de intensidad i en una cuenca de área A_c y coeficiente de escurrimiento C. El coeficiente de escurrimiento toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas.

Existe una gran cantidad de métodos desarrollados a partir de la fórmula racional, entre los que destaca el método de Gregory y Arnold por su uso en el medio mexicano.

4.2.4 FÓRMULA DE GREGORY Y ARNOLD

Este método parte de la idea de la fórmula racional, su aplicación en México es para lugares donde no se dispone de aforos; cuya fórmula general se expresa como:

$$Q = 0.286 (CA_H FR)^{1.429} H^{0.5714} S^{0.2143} \quad \text{Ec. 4.11}$$

Donde;

Q gasto máximo, m³/s.

C coeficiente de escurrimiento.

A área de la cuenca en Ha.

RH intensidad media de la lluvia.

F factor que depende de la forma y naturaleza del cauce del río; se calcula con ayuda de la tabla 4.3

$$B = \sqrt{\frac{P}{L}}$$

Ec. 4.12

Tipo de cubierta	% Área	N
Bosque espeso	60	52
Pastizal	10	67
Agrícola	20	80

Tabla 4.3 Coeficiente de escurrimiento.

P: Factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua en ella, para su determinación es necesario encontrar la relación LW.

Donde:

L Longitud del cauce en m

Ww = (10,000 *A)/L

Con la	Ancho de	Valor de " n "
--------	----------	----------------



		0.110	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.100
1/2:1	Forma en V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.47	3.19
	1 por 1	7.64	7.12	6.68	5.99	5.58	5.23	4.95	3.34
	2 por 1	7.61	7.10	6.66	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33
	4 por 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.26
	8 por 1	7.12	6.64	6.23	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92
	16 por 1	6.68	6.23	5.85	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92
	30 por 1	6.23	5.86	5.50	4.91	4.58	4.29	4.07	2.75
	100 por 1	5.45	5.08	4.77	4.25	3.97	3.72	3.35	2.38
0.04	Forma en V	7.51	7.00	6.58	5.87	5.48	5.13	4.87	3.28
	1 por 1	7.60	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.32
	2 por 1	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.30
	4 por 1	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22
	8 por 1	7.07	6.57	6.17	5.53	5.15	4.83	4.58	3.06
	16 por 1	6.68	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.82	2.91
	30 por 1	6.25	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.05	2.72
	100 por 1	5.45	5.07	4.76	4.25	4.97	3.53	3.53	2.38
0.08	Forma en V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 por 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 poM	7.24	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18
	4 por 1	7.14	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12
	8 por 1	6.90	6.44	6.05	5.40	5.40	4.71	4.48	3.03
	16 por 1	6.58	6.12	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.88
	30 por 1	6.20	5.76	5.41	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70
	100 por 1	5.42	5.06	4.75	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
0.13	Forma en V	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	1 poM	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	2 por 1	7.01	6.53	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06
	4 por 1	6.95	6.45	6.07	5.42	5.06	4.74	4.50	3.03
	8 por 1	6.75	6.29	5.90	5.28	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 por 1	6.49	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
	30 por 1	6.14	5.72	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68
	100 por 1	5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.50	2.36

Tabla 4.4 Coeficiente "n"

L/W	Tormenta de intensidad	Curvas de precipitación FMA J = k/0.5
-----	------------------------	---------------------------------------



	RETR.	MED.	A VAN.	RETR.	MED.	A VAN.
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.40	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
8	0.50	0.53	0.57	0.56	0.61	(0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

Tabla 4.5 Valores de Factor "P"- 0.5 y A /A' = 262144

Para establecer una ley física, biológica o social, el estadístico debe comenzar con un conjunto de datos y modificarlo basándose en la experiencia. Por ejemplo, en los primeros estudios sobre crecimiento de la población, los cambios en el número de habitantes se predecían calculando la diferencia entre el número de nacimientos y el de fallecimientos en un determinado lapso. Sin embargo, pronto se dieron cuenta que las predicciones obtenidas utilizando este método no daban resultados correctos. Las estadísticas comprobaron que hay otros factores que limitan el crecimiento de la población. Dado que el número de posibles nacimientos depende del número de mujeres, y no del total de la población, y dado que las mujeres sólo tienen hijos durante parte de su vida, el dato más importante que se ha de utilizar para predecir la población es el número de niños nacidos vivos por cada 1,000 mujeres en edad de procrear.

4.3 MÉTODOS ESTADÍSTICOS.

El diseño y la planeación de obras hidráulicas están siempre relacionadas con eventos hidrológicos futuros; por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedor de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado Jamás, o al menos no en el periodo de datos disponibles, pero que es necesario conocer para determinar las dimensiones de la obra.

La complejidad de los procesos físicos que tienen lugar en la generación de esta avenida hace, en la mayoría de los casos imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física, sea por que estos métodos sean insuficientes, sea porque el modelo matemático resultante sería exageradamente grande, complicado y difícil de manejar.

4.3.1 CONCEPTOS DE ESTADÍSTICA Y PROBABILIDAD.

A continuación se presenta un breve resumen de los conceptos de estadísticas más usuales en hidrología a fin de resaltar fundamentalmente la importancia que tienen estos en la solución de los problemas hidrológicos.

Desde el punto de vista estadístico, un registro de datos hidrológicos se conoce como una muestra del comportamiento del fenómeno que se está analizando y midiendo, y al conjunto de todos los posibles registros bajo ciertas condiciones: población o universo del mismo fenómeno. Al proceso de observación o de registro se llama experimento y las respuestas obtenidas de esta se conocen

como resultados. En Hidrología, Los resultados así definidos tienen una descripción numérica y se les denomina variables aleatorias.

De acuerdo con lo anterior se ve que al analizar cualquier registro de datos hidrológicos, se tienen exclusivamente una muestra de estos y que nunca es factible disponer de la población de ellos, ya que los datos están ligados a fenómenos naturales cuyos resultados como siempre cambiantes. El problema por lo tanto es conocer que tan representativos son los resultados obtenidos de la muestra, del universo de los mismos. Es aquí donde las técnicas estadísticas son de gran utilidad, ya que si la muestra es representativa de la población permite hacer deducciones de esta, en relación con la naturaleza de la población.

El análisis estadístico de datos hidrológicos se puede hacer utilizando alguno de los modelos de distribuciones de probabilidad mas usuales o bien, con base en un ajuste de los mismos mediante cierta técnica matemática que es generalmente la de mínimos cuadrados.

4.3.1.1 DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS Y PROBABILIDADES.

Las variables aleatorias pueden ser discretas o continuas, dependiendo de la forma como se obtengan los resultados; por ejemplo, el número de días de lluvia es una variable aleatoria discreta, mientras que las alturas de lluvia son variables aleatorias continuas. Sin embargo, para propósitos prácticos una variable discreta puede tratarse arbitrariamente como continua, ajustando una función continua a la variación, o bien una continua como discreta, dividiendo las variables continuas en intervalos y agrupándolos en números discretos.

Para conocer la distribución de frecuencias de una muestra de variables aleatorias discretas es necesario dividir los datos ya obtenidos u observados en intervalos de clase o categorías a fin de valuar la frecuencia de cada intervalo. Si “z” es el número de datos agrupados en ciertos intervalos de clase Δx_i , la frecuencia de ese intervalo de clase se define como:

$$f_i = \frac{z}{\Delta x_i} \quad \text{Ec. 4.13}$$

Si se grafica la frecuencia f_i correspondiente a cada intervalo de clase Δx_i , se obtiene lo que se conoce como distribución de frecuencias (Fig. 4.13); sin embargo, esta distribución sacrifica cierta información contenida en el grupo de datos, ya que se trabaja con intervalos de clase en lugar de los valores específicos de cada una de las variables aleatorias.

Nombre de la distribución	EXPRESIÓN MATEMÁTICA	Media	Variancia	Nomenclatura
POISSON	$p(x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \quad m = np$	m	m^2	a = parámetro b = parámetro c = parámetro

NORMAL	$p(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}, z = \frac{x-\mu}{\sigma}$	0	1	n = número total de datos N = Frecuencia total P = probabilidad de ocurrencia de un evento. p(x) = densidad de probabilidad p(z) = densidad de probabilidad x = variable y = variable z = variable μ = mediana de las variables μ ₂ = segundo momento μ ₃ = tercer momento μ ₄ = cuarto momento μ _y = mediana de las y σ = desviación estándar de las x σ _y = desviación estándar de las y
GAMMA	$p(x) = \frac{x^a e^{-x/b}}{b^{a+1} \Gamma(a+1)}$ b > a, x >= 0, para x = 0 p(x) = 0 para x = 1 (a + 1) = a!	b(a+1)	b ² (a+1)	
PEARSON III	Origen en el fondo 2β ₂ = 3β ₁ +a $p(x) = p(z) \left(1 + \frac{x}{a}\right)^c e^{-cx/2}$ $c = \frac{x}{\beta_1} = 1; a = \frac{c \mu_3}{2 \mu_2}$ $p_0 = \frac{N}{4} \frac{e^{c+1}}{e^c \Gamma(c+1)}; 1 = \frac{\mu_3^2}{\mu_2^2}; 2 = \frac{\mu_4}{\mu_2^2}$	Moda μ _{3/2} μ ₂	√μ ₂	
EXTREMA TIPO I	$p(x) = \frac{1}{c} e^{-(a+x)/c} - e^{-(a+x)/c}$	0.5772 c-a	$\frac{\sigma_c}{\sqrt{c}}$	
LONGNORMAL	$p(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-(y-\mu_y)^2/x\sigma_y}$ y = ln x	e ^{cy+σy²/2}	μ(cσ _y ² - 1) ^{1/2}	

Tabla 4.6 Distribuciones de probabilidades más usadas en hidrológica.

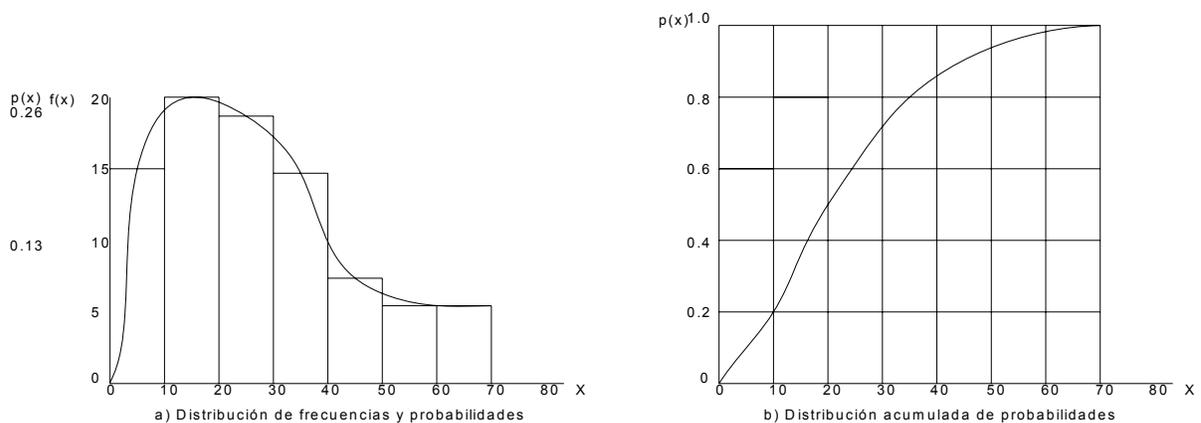


Figura 4.7 Distribuciones estadísticas.

La probabilidad “p” de que un valor “x” está comprendido en un cierto intervalo de clase, se obtiene dividiendo el número de datos “z” contenidos en ese intervalo entre el número total de datos “n” de la muestra. Si el intervalo está acotado entre los valores de a y b, lo anterior se puede expresar como:

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{Z_{ab}}{n} \quad \text{Ec. 4.14}$$

Sustituyéndola EC 4.13 en la EC. 4.14, se tiene que:

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \sum_{a}^{b} f_i \Delta x_i \quad \text{Ec. 4.15}$$

La cual implica que la probabilidad de que x fluctúe entre a y b es el área del Histograma comprendido entre esos valores. La probabilidad total de todas las posibles variaciones es igual a uno. Si en lugar de frecuencias se utilizan probabilidades, la distribución obtenida se conoce como distribución de probabilidades; a su vez ésta y la de frecuencias se denomina distribuciones estadísticas.

Para una Variable aleatoria continua, la probabilidad de una variación puede considerarse como la probabilidad $p(x)$ de un valor discreto contenido en el intervalo de x a $(x+\Delta x)$. Como x es un valor continuo, Δx tiende a dx y la probabilidad $p(x)$ llega a ser una función continua denominada densidad de probabilidad. De la EC. 4.15, se Δx tiende a dx , se tiene que:

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \int_a^b f(x) dx = \int_a^b p(x) dx \quad \text{Ec. 4.16}$$

La probabilidad acumulada de una variación (Fig. 4.7) es la probabilidad de que la variable aleatoria tenga un valor igual o menor que un cierto valor asignado x . Dicha probabilidad puede designarse como $P(X \leq x)$ y expresarse de acuerdo con la EC. 4.16 como:

$$P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x p(x) dx \quad \text{Ec. 4.17}$$

Donde, en este caso, la distribución de probabilidades se considera ilimitada. Si el límite superior de la integral $x = \infty$, entonces $P(X \leq x) = 1$, lo que constituye el evento seguro. Si la distribución de probabilidades es limitada, o sea que la densidad de probabilidades $p(x)$ se define para un cierto intervalo ($a \leq x \leq b$), la ecuación anterior también es válida, considerando que $p(x) = 0$ para todos los valores de x fuera del intervalo especificado.

En la tabla 4.7 se muestran las distribuciones de probabilidades muy usuales, así como sus parámetros más importantes.

Ejemplo 4.2

Determinar la distribución de frecuencias, de probabilidades y su acumulada, del registro de lluvias mostrado en la Tabla: 4.7 Obtener la altura de lluvia para una probabilidad acumulada de 0.08.

Para conocer la distribución de frecuencias de las alturas de lluvia (Tabla 4.7) se procedió a seleccionar un intervalo de clasificación, que de acuerdo con el tamaño de la muestra, consideró conveniente de 10 Mm. Para efectos de cálculo, a todos los valores de la altura de lluvia entre 0.1 y 10 se les asignó un valor de 5, entre 10.1 y 20 de 15, etc. (Tabla 4.8, columnas 1 y 2). Seleccionados los intervalos se procedió a contar cuantos valores caen dentro de cada uno de estos, para valuar su frecuencia de acuerdo con la EC. 4.17 (Tabla 4.8, columna 3).

En la Fig. 4.6 se muestra la distribución de frecuencias o Histogramas de las alturas de lluvia, la cual se obtuvo graficando la pareja de valores obtenidos de la tabla 4.8, columnas 2 y 3.(Histograma).

Aplicando la EC. 4.15 a los Datos de la tabla 4.8, columna 3, se tiene en la columna 4, el valor de la probabilidad, el valor de la probabilidad, el que al verter en gráfica, respecto a la columna 1, se obtiene la distribución de la probabilidad de las lluvias analizadas (Fig. 4.6). Finalmente, sumando los valores de la probabilidad obtenida en la columna 4, se deduce la probabilidad acumulada de los valores de la lluvia analizada, Columna cinco, cuya gráfica se indica en la Fig. 4.7.

De la Fig. 4.7 se deduce que si $p = 0.8$ se obtiene una altura de lluvia de 37.1 Mm.

Esto implica que la probabilidad de que se presente un valor menor o igual a 37.1 es de 80 por ciento, así:

$$P(x \leq 37.1) = 0.80$$

No. Orden	hp (mm)						
1	10.9	20	8.7	39	21.3	58	5.7
2	14.6	21	2.9	40	17.2	59	15.5



3	20.6	22	8.9	41	36.1	60	18.5
4	11.9	23	32.3	42	49.5	61	30.7
5	64.0	24	56.6	43	20.0	62	10.5
6	20.9	25	3.6	44	4.6	63	3.5
7	32.0	26	11.0	45	27.3	64	13.9
8	28.8	27	52.5	46	49.7	65	4.3
9	2.6	28	46.3	47	34.6	66	22.6
10	35.8	29	5.2	48	49.0	67	45.0
11	17.7	30	42.5	49	25.3	68	10.0
12	38.4	31	17.5	50	27.2	69	9.6
13	16.3	32	64.5	51	38.8	70	22.7
14	6.8	33	28.5	52	52.4	71	23.0
15	17.0	34	19.6	53	11.5	72	26.2
16	6.8	35	30.9	54	15.8	73	31.7
17	25.3	36	27.5	55	70.0	74	29.9
18	36.3	37	10.3	56	24.0	75	25.9
19	16.5	38	21.1	57	16.5	76	34.5

Tabla 4.7 Alturas de lluvia de duración de 6 horas.

1	2	3	4	5
Marcas de Clase	Intervalos de clase Δx_i	Frecuencia Δx_{fi}	Probabilidad p_i	Probabilidad acumulada P_i
5	0.1-10	14	0.18	0.18
15	10.1-20	20	0.26	0.44
25	20.1-30	18	0.24	0.68
35	30.1-40	12	0.16	0.84
45	40.1-50	6	0.08	0.92
55	50.1-60	3	0.04	0.96
65	60.1-70	3	0.04	1.00

Tabla 4.8 Análisis de frecuencias y probabilidades.

4.3.1.2 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Las características Fundamentales de una distribución estadística se pueden conocer a partir de sus parámetros. A continuación se indican los más importantes en Hidrología.

La media aritmética o media de una muestra de un conjunto de valores se define como:



$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad \text{Ec. 4.18}$$

Donde x_i son los valores de la muestra y n el número total de estos. Para referirse a la media del universo o población se utiliza la letra μ . La media permite conocer la tendencia central de una distribución estadística.

En el caso de una distribución de frecuencias, como se pierde información al trabajar con intervalos de clase en lugar de los datos originales, la media de dicha distribución se valúa como:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^k x_i f_i \Delta x_i}{n} \quad \text{Ec. 4.19}$$

Donde x_i es el valor representativo de un intervalo de clase Δx_i , f_i su frecuencia correspondiente, k el número total de intervalos de clasificación y n el número total de datos.

Para conocer que tan dispersos están los valores de una muestra respecto de su media, se utiliza lo que se conoce como la desviación estándar de la muestra, la cual se expresa como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{Ec. 4.20}$$

Donde x_i son los valores de las muestras, \bar{x} su media (EC. 4.20) y n el número total de valores de muestra.

Análogamente, la desviación estándar de una distribución de frecuencias se valúa como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{x})^2 f_i \Delta x_i}{n - 1}} \quad \text{Ec. 4.21}$$

Donde las variables tienen el mismo significado que en la EC 4.21. En caso de que la desviación estándar se refiera al universo, esta se indica con la letra σ . Al cuadrado de la desviación estándar se le llama variancia; para una muestra se designa con S^2 y para el universo con σ^2 .

La relación entre la desviación estándar y la media se conoce como coeficiente de variación C_v .

Ejemplo 4.3: Calcular los parámetros estadísticos principales de la distribución obtenida en el Ejemplo 4.2. Trabajando con los valores específicos y con los intervalos de clase.

a) Análisis usando los valores específicos de las alturas de lluvia.

Para facilitar el cálculo se elaboró la Tabla 4.9

No Orden	X_i	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	No Orden	X_i	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$
1	10.90	-13.94	194.32	38	21.10	-3.74	13.99
2	14.60	-10.24	104.86	39	21.30	-3.54	12.53
3	20.60	-4.24	17.98	40	17.20	-7.64	58.37
4	11.90	-12.94	167.44	41	36.10	11.26	126.79
5	64.00	39.16	1533.51	42	49.50	24.66	608.12
6	20.90	-3.94	15.52	43	20.00	-4.84	23.43
7	32.00	7.16	51.27	44	4.60	-20.24	409.66
8	28.80	3.96	15.68	45	27.30	2.46	6.05
9	2.60	-22.24	494.62	46	49.70	24.86	618.02
10	35.80	10.96	120.12	47	34.60	9.76	95.26
11	17.70	-7.14	50.98	48	49.00	24.16	583.71
12	38.40	13.56	183.87	49	25.30	0.46	0.21
13	16.30	-8.54	72.93	50	27.20	2.36	5.57
14	6.80	-18.04	325.44	51	38.80	13.96	194.88
15	17.00	-7.84	61.47	52	52.40	27.56	759.55
16	6.80	-18.04	325.44	53	11.50	-13.34	177.96
17	25.30	0.46	0.21	54	15.80	-9.04	81.72
18	36.30	11.46	131.33	55	70.00	45.16	2039.43
19	16.50	-8.34	69.56	56	24.00	-0.84	0.71
20	8.70	-16.14	260.50	57	16.50	-8.34	69.56
21	2.90	-21.94	481.36	58	5.71	-19.14	366.34
22	8.90	-15.94	254.08	59	15.50	-9.34	87.24
23	32.30	7.46	55.65	60	18.50	-6.34	40.20
24	56.60	31.76	1008.70	61	30.70	5.86	34.34
25	3.60	-21.24	451.14	62	10.50	-14.34	205.64
26	11.00	-13.84	191.55	63	3.50	-21.34	455.40
27	52.50	27.66	765.08	64	13.90	-10.94	119.68
28	46.30	21.46	460.53	65	4.30	-20.54	421.89
29	5.20	-19.64	385.73	66	22.60	-2.24	5.02
30	42.50	17.66	311.88	67	45.00	20.16	406.43
31	17.50	-7.34	53.88	68	10.00	-14.84	220.23
32	64.50	39.66	1572.92	69	9.60	-15.24	232.26
33	28.50	3.66	13.40	70	22.70	-2.14	4.58
34	19.60	-5.24	27.46	71	23.00	-1.84	3.39
35	30.90	6.06	36.72	72	26.20	1.36	1.85
36	27.50	2.66	7.08	73	31.70	6.86	47.06
37	10.30	-14.54	211.41	74	29.90	5.06	25.60
				75	25.90	1.06	1.12
				76	34.50	9.66	93.32
SUMA	1,888.10		19,142.24				

Tabla 4.9 Ordenamiento para el cálculo de las características de la Muestra (Ejemplo 4.3)

De la Tabla 4.9, columna 2 y aplicando la EC. 4.20, se tiene que la media de los valores específico de la altura de lluvia es:

$$\bar{x} = 1888.10 / 76 = 24.84$$

De la Columna 4, con la EC. 4.19, se deduce una variancia de:

$$S^2 = 1 / (76 - 1) \quad (19,142.24) = 255.23$$

Siendo su desviación estándar y coeficiente de variación de:

$$S = \sqrt{S^2} = 15.98$$

$$Cv = S / \bar{x} = 0.64$$



b) Análisis considerando intervalos de clase.

Para la Obtención de las características de la distribución de frecuencias de lluvias se elaboro la Tabla 4.10.

De Tabla 4.11. Columna 3, se tiene, aplicando la EC. 4.21, que la media de la distribución de frecuencia de lluvias de:

$$S^2 = \frac{1}{(76-1)} (18,688.16) = 249.18$$

x_i	$f_i \Delta x_i$	$x_i f_i \Delta x_i$	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^2 f_i \Delta x_i$
1	2	3	4	5	6
5	14	70	-19.6	384.16	5,378.24
15	20	300	-9.6	92.16	1,843.20
25	18	450	0.4	0.16	2.88
35	12	420	10.4	108.16	1,297.92
45	6	270	20.4	416.16	2,496.96
55	3	165	30.4	924.16	2,772.48
65	3	195	40.4	1,632.16	4,896.48
SUMA	76	1,870		3,557.12	18,688.16

Tabla 4.10 Procesamiento de calculo.

Y la desviación estándar:

$$S = \sqrt{S^2} = 15.78 \quad Y \quad c_v = 15.78 / 24.61 = 0.64$$

c) Comparación de los resultados

La comparación de los valores obtenidos de los principales parámetros estadísticos del Ejemplo 4.2, trabajando con los valores específicos de las alturas de lluvia y con sus intervalos de clase respectivos se muestra en la Tabla siguiente:

RESULTADOS CON PARÁMETROS	(a) valores específicos	(b) Intervalos de clase
Media (\bar{X})	24.84	24.61
Desv. Estándar (S)	15.98	15.78
Variación (S^2)	255.23	249.18
Coef. Variación (Cv)	0.64	0.64

Tabla 4.11 Resultados.

De la comparación de estos valores se deduce que el empleo de cualquiera de las técnicas presentadas conduce a resultados satisfactorios que aparentemente, no modifican de forma significativa la precisión de los mismos. Esto se debió a que había una buena concordancia en la distribución de los valores utilizados en el ejemplo. Conforme se incrementa el intervalo de clase y existe dispersión en los datos se incrementa la diferencia de las características de la distribución al aplicar los criterios antes mencionados.

4.3.1.3 PRUEBAS F Y T.

La forma de la variación de una variable se puede utilizar para conocer los cambios físicos ocurridos en la cercanía de la misma. Para determinar si dos grupos de datos n_1 y n_2 , son de una misma población o de diferentes poblaciones con distribución normal, se utiliza la relación de sus variancias S_1^2 y S_2^2 , se denominada también prueba F, donde:

$$F = \frac{S_1^2}{S_2^2} \quad \text{Ec. 4.22}$$

Así F es el valor es el valor de una variable aleatoria que tiene distribución F con parámetros $\zeta_1 = n_1 - 1$ y $\zeta_2 = n_2 - 1$. Los valores de esta, que pueden ser excedidos con una probabilidad de 0.05 ó 0.01, valores que constituyen el nivel de significancia, en términos de los grados de libertad ζ_1 y ζ_2 .

Si el valor de F obtenido de la EC. 4.22 excede del valor tabular para el nivel de significancia seleccionada, la diferencia entre las variaciones de los dos grupos o muestras analizadas es significativo en un sentido estadístico, pudiéndose concluir la igualdad o no de las poblaciones que pertenecen. La estadísticas de la media y la desviación estándar de una muestra, se pueden utilizar también para conocer la longitud de un registro hidrológico, de tal forma que la media de los datos esté comprendida entre ciertos límites seleccionados de la media de la población. Para esto, se utiliza la distribución t, cuya variable aleatoria t con n-1 grados de libertad esta dada por la EC. :

$$\bar{t} = \frac{\bar{x} - \mu}{s / \sqrt{n}} \quad \text{Ec. 4.23}$$

Con intervalo de Confianza:

$$\bar{x} \pm t_{\alpha/2} \frac{s}{\sqrt{n}} \quad \text{Ec. 4.24}$$

En las Tablas de la distribución de t, se muestra el valor de t para diversos grados de libertad $\zeta = n - 1$ y niveles de significancia " α ". De la EC. 4.23 se puede obtener el valor de "n" procediendo por tanteos, ya que "t" es función de "n". Esta ecuación permite hacer comparación de medias, similares a las expuestas para las variancias, así como conocer la variación de la media de la población a partir de la media de la muestra.

4.3.2 MÉTODO DE GUMBEL.

Se tiene “n” muestras cada una de las cuales contiene “n” eventos. Si se selecciona el máximo x de los “n” eventos de cada muestra, es posible demostrar que a medida que “n” aumenta, la Función de distribución de probabilidad de “x” tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{Ec. 4.25}$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{Ec. 4.26}$$

Donde α y β son los parámetros de función. Los parámetros α y β se estiman de la siguiente manera:

Para muestras muy grandes.

$$\alpha = 1.2825 / S \quad ; \quad \beta = x - (0.45 S) \quad \text{Ec. 4.27 y 4.28}$$

Para muestras relativamente pequeñas.

$$S = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2}}{n-1} \quad \text{Ec. 4.29}$$

$$\alpha = \sigma_y / S \quad ; \quad \beta = x - \mu_y / \alpha \quad \text{Ec. 4.30 y 4.31}$$

Ejemplo 4.3

n	μ_y	σ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5209	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682

60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

Tabla 4.12 Cálculos de ejemplo.

- a) ¿Cuál es la Probabilidad de que, en un año cualquiera, el gasto sea mayor o igual a 7,500 m³/seg?
- b) ¿Se planea construir cerca de este sitio un bordo para protección contra inundaciones. ¿Cuál debe ser el gasto de diseño si se desea que el periodo de retorno sea de 60 años?
- Resolver usando la función de Distribución de Gumbel.

Solución:

Para 25 años de registro, de la Tabla 1. Se tiene:

$$\mu_y = 0.5309; \sigma_y = 1.0914$$

Por lo tanto, de las ecuaciones 6 y 7;

$$\alpha = 1.0914 / 1825.91 = 0.000598 \text{ (m}^3\text{/seg.)}^{-1}$$

$$\beta = \bar{x} - \mu_y / \alpha = 3,886 - (0.539 / 0.000598) = 2,997.81 \text{ m}^3\text{/seg.}$$

a) Para $x = 7,500 \text{ m}^3\text{/seg.}$, de la EC.1;

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} = e^{-e^{-0.000548(7,500-2,997.8)}} = 0.9345$$

Por lo tanto: $P(X \geq 7,500 \text{ m}^3\text{/seg.}) = 1 - 0.9345 = 0.065$

b) Para $T = 60$ años

$$e^{-\alpha(x-\beta)}$$

$$F(x) = (T - 1) / T = 0.9833 = e \quad \text{Despejando a } x:$$

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln (T / (T - 1)) = 2997.80 - (1 / 0.000548) \ln \ln (1/0.9833) = \underline{\underline{9827.1 \text{ m}^3\text{/seg.}}}$$

4.3.3 MÉTODO DE NASH.



El método de NASH es menos rígido que el de GUMBEL pues permite ajustar la distribución de probabilidades por mínimos cuadrados. NASH considera que se puede calcular el valor del evento para un determinado periodo de retorno por la ecuación de Forma Lineal que se muestra a continuación:

$$X = \text{Log Log} (Tr/(Tr-1)) \quad \text{Ec. 4.32}$$

$$Q_{\max} = a + cx \quad \text{Ec. 4.33}$$

Donde:

x = Precipitación Máxima asociada a una probabilidad o periodo de Retorno, en Mm.

a y c = Parámetro dependiente de las características de la muestra en Mm.

Tr = Periodo de retorno de diseño o intervalo de recurrencia de años.

Siendo:

$$a = Q_m - c X_m \quad \text{Ec. 4.34}$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} X_i Q_i - n X_m Q_m}{\sum_{i=1}^{i=n} (X_i)^2 - n (X_m)^2} \quad \text{Ec. 4.35}$$

Para calcular los valores de X_i para cada Q_i , se ordenaran las Q_i en forma decreciente asignándoles un numero de orden n , el valor mas grande de Q_i corresponde al valor uno; al inmediato el dos, etc. y el valor X_i , se calcula el periodo de retorno y luego se aplica la ecuación anterior.

También se calcula el Intervalo de confianza con la EC. Que a continuación se presenta:

$$I_c = \pm 2 \sqrt{\left[\frac{S_{qq}}{n^2 (n-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{(N-2)} \frac{1}{S_{xx}} (S_{qq} - S^2_{qq}) \right]} \quad \text{Ec. 4.36}$$

Siendo:

$$S_{xx} = n \sum_{l=1}^{l=n} X_l^2 - \left(\sum_{l=1}^{l=n} X_l \right)^2$$

$$S_{qq} = n \sum_{l=1}^{l=n} Q_l^2 - \left(\sum_{l=1}^{l=n} Q_l \right)^2$$

$$S_{xq} = n \sum_{i=1}^{l=n} Q_i X_i - \left(\sum_{i=1}^{l=n} Q_i \right) \left(\sum_{i=1}^{l=n} X_i \right)$$

Donde:

l_c = Intervalo DE Confianza en Mm.

S_{xx} = Denominador de la expresión de b, función de X y Q en Mm. al cuadrado.

S_{qq} = Semejante a S_{xx} pero en Q.

S_{xy} = Coeficiente de Correlación Lineal en X y Q

S_{xy} es un cociente de correlación lineal, que es una medida del agrupamiento de las parejas de datos X_i y Q_i con la curva de ajuste del modelo usado. Si S_{xy} tiende a la unidad, es indicativo de que existe una buena correlación.

Al valor de Q_D se suma y resta el valor de l_c obteniendo así los límites de variación de Q_d .

$$Q_D = Q_{\text{máx.}} \pm l_c \quad \text{Ec. 4.37}$$

Ejemplo 4.4

Determinar la avenida máxima para un periodo de retorno de 100 años y los gastos máximos anuales:

Pasos a Seguir:

a) Cálculos Preliminares.

$$Tr = (n+1) / m \quad \text{Ec. 4.38}$$

Para ver los cálculos Preliminares se puede observar en la Tabla 4.13

No	Qmax. anual	Q_i^2	Tr	$Tr-1$	$Tr / (Tr-1)$	X_i	$Q_i X_i$	X_i^2
1	6,640.00	44,089,600.00	17.00	16.00	1.06	-1.58	-10,488.32	2.50
2	4,855.00	23,571,025.00	8.50	7.50	1.13	-1.26	-6,140.31	1.60
3	2,144.00	4,596,736.00	5.67	4.67	1.21	-1.07	-2,302.80	1.15
4	2,133.60	4,552,248.96	4.25	3.25	1.31	-0.93	-1,992.04	0.87
5	2,128.00	4,528,384.00	3.40	2.40	1.42	-0.82	-1,745.50	0.67
6	1,572.00	2,471,184.00	2.83	1.83	1.55	-0.72	-1,137.20	0.52
7	1,308.00	1,710,864.00	2.43	1.43	1.70	-0.64	-833.75	0.41
8	1,175.00	1,380,625.00	2.13	1.13	1.89	-0.56	-656.55	0.31
9	997.10	994,208.41	1.89	0.89	2.13	-0.48	-483.57	0.24
10	980.00	960,400.00	1.70	0.70	2.43	-0.41	-405.86	0.17



11	980.00	960,400.00	1.55	0.55	2.83	-0.34	-337.68	0.12
12	950.00	902,500.00	1.42	0.42	3.40	-0.27	-260.79	0.08
13	925.00	855,625.00	1.31	0.31	4.25	-0.20	-186.64	0.04
14	880.27	774,875.27	1.21	0.21	5.67	-0.12	-108.29	0.02
15	735.00	540,225.00	1.13	0.13	8.50	-0.03	-23.36	0.00
16	605.00	366,025.00	1.06	0.06	17.00	0.09	54.49	0.01
Σ	29,007.97	93,254,925.64	-	-	-	-9.38	-27,048.18	8.70

Tabla 4.13 Cálculos preliminares.

b) Cálculo de Q_m y X_m .

$$Q_m = 29,007.97 / 16 = 1,813.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$X_m = - 9.38 / 16 = - 0.59$$

c) Cálculo de "a" y "c"

$$c = \frac{- 27,048.18 - (16) (1813.00) (- 0.59)}{(8.70) - (16) (-0.59)^2} = - 3,173.22$$

$$a = 1813.00 - (-3,173.22 \times - 0.59) = - 59.20$$

d) Cálculo del Gasto Máximo (Para 100 años)

$$x = \text{Log Log } (100/99) = - 2.36$$

$$Q_{\text{max}} = -59.20 + (-3,173.22) (-2.36) = 7,429.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

e) Intervalo de Confianza

$$S_{xx} = 16 (8.70) - (-9.38)^2 = 51.22$$

$$S_{qq} = 16 (93'254,925.64) - (29,007.97)^2 = 650'616,486.70$$

$$S_{xq} = 16 (-27,048.18) - (29,007.97) (-9.38) = - 160,676.12.$$

$$I_c = \pm 2 \sqrt{\frac{[650'616,486.70 + (-2.36 - (-0.59))^2]}{16^2 (16-1)} \frac{1}{(16-2)} \frac{1}{51.22} (650'616,486.70 - \frac{(-160,676.12)^2}{51.22})^2}$$

$$I_c = \pm 1,799.80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

f) Cálculo del Gasto de Diseño

$$Q_{\text{DMAX}} = 7,429.60 \text{ m}^3/\text{seg.} + 1,799.80 \text{ m}^3/\text{seg.} = 9,229.40 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{DMAX}} = 7,429.60 \text{ m}^3/\text{seg.} - 1,799.80 \text{ m}^3/\text{seg.} = 5,629.80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4.3.4 LA DISTRIBUCIÓN NORMAL.

La distribución Normal es una distribución simétrica en forma de campana, conocida también como Campana de Gauss. Es fundamental en el dominio de la estadística y la probabilidad.

Una razón es que el Teorema del límite central establece que para varias condiciones muy generales, la distribución de la suma de un gran número de variables aleatoria puede aproximarse a la Normal, sin importar a que distribución pertenezcan ella misma.

Muchos procesos físicos pueden conceptualizarse como la suma de procesos individuales. Por otra parte, muchos procesos de inferencia estadísticas se basan en suposiciones de que la variable aleatoria se distribuye normalmente.

Es por ello que la Normal encuentre tantas aplicaciones en Hidrología: en pruebas de Hipótesis, intervalos de confianza, etc. Una variable aleatoria X se distribuye de acuerdo con una distribución de probabilidades Normal si su FDP está dada como:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu_x)^2}{2\sigma_x^2}} \quad \text{Ec. 4.39}$$

Los parámetros de la distribución son dos: la media, μ_x , y la desviación estándar σ_x . La asimetría de la distribución es cero. Esta distribución tiene una forma de campana simétrica, como se muestra en la siguiente figura, por lo tanto la media, la moda y la mediana son iguales.

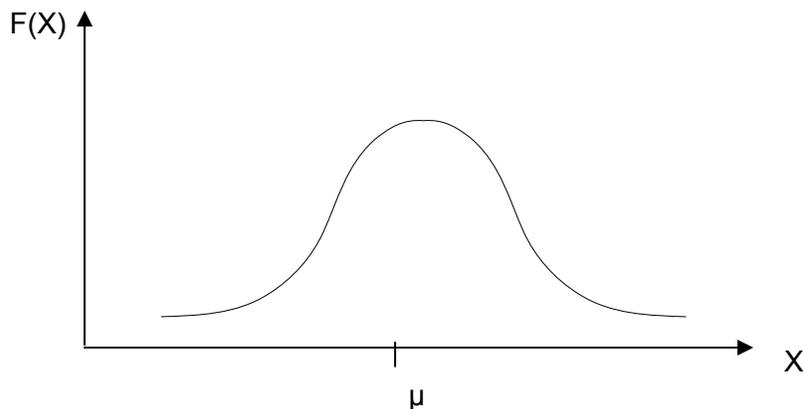


Figura 4.8 Distribución normal.

Si se hace la siguiente transformación:

$$\mu_x = (X - \mu_x) / \sigma_x \quad \text{Ec. 4.40}$$

Se obtiene como FDP y como función acumulada de la variable μ :

$$f_u(U) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} \quad \text{Ec. 4.41}$$

$$F_u(U) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\alpha}^{\alpha} e^{-w^2/2} du \quad \text{Ec. 4.42}$$

La variable “u” es llamada variable estandarizada, tiene media cero y desviación estándar uno. Debido a que la variable normal estandarizada tiene todos sus parámetros conocidos, existen tablas para encontrar la función acumulada de esa variable.

Aunque la simetría de la distribución la hace inaplicable para valores extremos, la distribución Normal describe el comportamiento probabilísticas de los valores medios, bastantes bien. La distribución Normal se usa para:

- Aproximar la distribución de probabilidades de errores aleatorios.
- Comparar distribuciones: las propiedades de una muestra de variables no normales pueden compararse con las de variables normales.
- Muchos estadísticos pueden ser normalmente distribuidos, como, por ejemplo, la media de la mayoría de las variables hidrológicas.

4.3.4.1 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS.

Solo se presentará en estas notas la estimación de parámetros por el método de los momentos que fue desarrollo en 1902 por Kart Pearson.

El consideró que un buen estimativo de los parámetros de una distribución de probabilidades es aquél para el cual los momentos de la función de densidad de probabilidades son iguales a los momentos correspondientes de la muestra.

Los estimadores de los parámetros de la distribución normal por el método de los momentos son:

$$\mu = 1/N \sum_{i=1}^N X_i \quad \text{Ec. 4.43}$$

$$\sigma = 1/N \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.44}$$

Factor de Frecuencia.

Para la distribución normal, el factor de frecuencia está dado como:

$$K = (x - \mu) / \sigma \quad \text{Ec. 4.45}$$

4.3.4.2 INTERVALOS DE CONFIANZA.

Cuando se desea hallar cualquier estadístico, por ejemplo la media, generalmente se dispone de una muestra de tamaño limitado. Se quiere saber qué tan cercano puede estar estimado al verdadero valor desconocido de la población.

En otras palabras, se quisiera conocer con una cierta certeza (probabilidad) la franja de valores entre los cuales se encontraría el verdadero valor de la población.

Si esa franja es grande, habrá mucha incertidumbre en el valor estimado de la media, y si es pequeña, habrá, por el contrario, mucha confianza en ese valor estimado. Con ese fin se utilizan los llamados intervalos de confianza.

Supóngase, por ejemplo, que se desea estimar la media de la población, μ . Asíumase que μ_1 y μ_2 son dos estadísticos (Funciones de la muestra aleatoria) tales que: $\mu_1 < \mu_2$ $\psi \Pi (\mu_1 < \mu < \mu_2) = \alpha$. Entonces μ_1, μ_2 es llamado el intervalo de confianza para la media μ , α es llamado el nivel de confianza (nivel de probabilidad) y μ_1, μ_2 son llamados los límites de confianza inferior y superior, respectivamente.

Esta definición puede extenderse al intervalo de estimación de un parámetro cualquiera o a una función del parámetro.

Se debe tener en cuenta que los intervalos de confianza y los límites de confianza son realmente variables aleatorias, ya que son funciones del tamaño de la muestra y de estimadores a su vez, función de muestras aleatorias. Como los tamaños de la muestra varían, los intervalos de confianza cambian de una muestra a otra.

Mientras más estrecho es el intervalo de confianza, mejor es el procedimiento de estimación. Para el valor estimado asociado a un periodo de retorno cualquiera, los intervalos de confianza se calculan usando el error estándar, S_T , el cual es una medida de la desviación estándar de la magnitud de un evento calculado a partir de una muestra respecto a la verdadera magnitud del evento. Se presentarán para todas las distribuciones, los intervalos de confianza para los diferentes cuantiles de la población.

Para la Distribución Normal, los límites de confianza para el verdadero valor de un cuantil asociado con un periodo de retorno T son:

$$X_T \pm U_{1-\alpha} S_T \quad \text{Ec. 4.46}$$

En donde α es el nivel de probabilidad, $U_{1-\alpha}$ es el cuantil de la Distribución Normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $1 - \alpha$ y S_T es el error estándar.

Cada distribución tiene expresiones para hallar el error estándar, por ejemplo, el de la Distribución Normal es:

$$S_T = \frac{\sigma_X}{\sqrt{N}} (1 + (K^2/2))^{1/2} \quad \text{Ec. 4.47}$$

4.3.5 DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL.

Consideremos un cálculo hipotético de la escorrentía en una cuenca. La escorrentía es el producto de varios factores aleatorios, como lluvia, área contribuyen, pérdidas, coeficiente de evaporación, etc. En general, cuando la variable aleatoria X es el producto de un gran número de otras variables aleatorias, la distribución de los Logaritmos de X puede aproximarse a la Normal, ya que los Logaritmos de X son la suma de los Logaritmos de los factores contribuyentes. Si se tiene una variable aleatoria X y $\ln X = Y$ se ajusta a una distribución Normal, se dice que la variable aleatoria X es Log normalmente distribuida.

La función de densidad de esta distribución, si se asume que $Y = \text{Log}_a(X)$, donde "a" es la base del Logaritmo, es:

$$f_x(X) = \frac{1}{\sigma_y X \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right) \quad \text{Ec. 4.48}$$

σ_y es el parámetro de escala y μ_y es el parámetro de forma.

La forma de la distribución Log normal se muestra en la figura posterior:

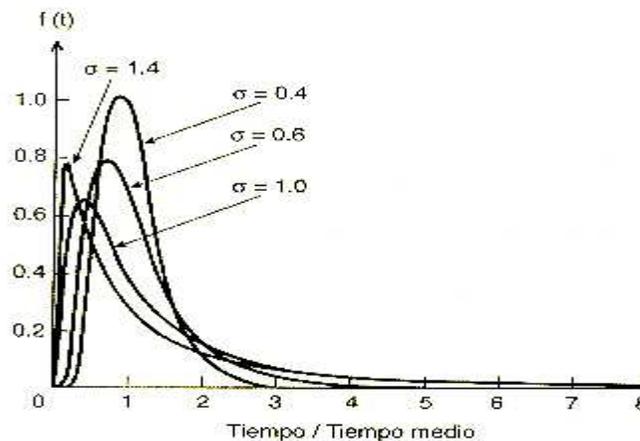


Figura 4.9 Distribución LOG NORMAL

Se ha demostrado que la distribución Log Normal puede aplicarse en un amplio número de eventos hidrológicos, especialmente a aquellos casos en los cuales la variable tiene un límite inferior, la distribución empírica no es simétrica y los factores que causan los eventos son independientes y multiplicativos.

Si la variable aleatoria X tiene un límite inferior x_0 diferente de cero, y la variable $Z = X - x_0$ sigue una distribución Log Normal con dos parámetros, entonces X se ajusta a una distribución Log Normal con tres parámetros. La función de densidad de esta distribución es:

$$f_x(X) = \frac{1}{\sigma_y(X - x_0)\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\ln(X - x_0) - \mu_y)^2}{\sigma_y^2} \right] \quad \text{Ec. 4.49}$$

Donde los parámetros μ_y , σ_y y x_0 son llamados los parámetros de escala, forma y localización respectivamente. La distribución Log Normal con tres parámetros puede aplicarse a eventos con valores positivos o negativos, siempre que $x \geq x_0$; mientras que la Log Normal con dos parámetros solo puede aplicarse a eventos con valores positivos.

Para la distribución Log Normal de dos parámetros, usando el método de momentos, los parámetros se pueden estimar como:

$$\mu_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \text{Log}_a X_i \quad \text{Ec. 4.50}$$

$$\sigma_y = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [(\text{Log}_a X_i - \mu_y)^2] \right)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.51}$$

Para la distribución Log Normal de tres parámetros, x_0 debe también estimarse. Una manera de estimar x_0 requiere que el coeficiente de asimetría sea positivo. Este método, el segundo momento de $Z = X - x_0$ no depende de x_0 , esto es, $\sigma_z^2 = \sigma_x^2$ y $\mu_z = \mu_x - x_0$, entonces el límite inferior x_0 se puede expresar como:

$$x_0 = \mu_x [1 - (Cv_x / Cv_z)] \quad \text{Ec. 4.52}$$

Donde:

$$Cv_x = \sigma_x / \mu_x \quad Cv_z = \sigma_z / \mu_z \quad \text{Ec. 4.53 y 4.54}$$

Donde:

$$Cv_x = (1 - w^{2/3}) / w^{1/3} \quad \text{Ec. 4.55}$$

$$w = \frac{1}{2} [-\gamma_x + (\gamma_x^2 + 4)^{1/2}]; \quad \gamma_x > 0 \quad \text{Ec. 4.56}$$

En donde Cv_x , es el coeficiente de asimetría de x .

Los parámetros de la distribución Log Normal de dos parámetros también pueden estimarse con base en las relaciones entre los parámetros de la variable transformada μ_y y σ_y y los parámetros de la variable original μ_x y σ_x , dadas como:

$$\mu_y = \text{Log}_a(\mu_x) - \frac{1}{2} (\sigma_y)^2 \quad \text{Ec. 4.57}$$

$$\sigma_y = [\text{Log}_a (1 + (\sigma_x^2 / \mu_x^2))]^{1/2} \quad \text{Ec. 4.58}$$

En este caso, se estiman μ_x y σ_x con los datos originales, y con las ecuaciones anteriores se estiman μ_y y σ_y los parámetros de la distribución Log Normal.

Ejemplo 4.5

Los caudales medios de un río en una estación hidrométrica han sido modelados con las siguientes distribuciones:

- a) Normal con parámetros $\sigma = 256.7 \text{ m}^3/\text{seg}$. Y $\mu = 191 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- b) Log Normal con parámetros $\sigma_y = 5.228$ Y $\mu_y = 0.84$

Calcular la probabilidad de que el caudal medio este entre 300 y 400 m^3/seg .

Solución:

- a) Si se usa la Normal se tiene:

$$P(300 \leq Q \leq 400) = F_x(\ln 400) - F_x(\ln 300)$$

Si se usa la variable estandarizada μ , se tiene entonces que:

$$\begin{aligned} P(300 \leq Q \leq 400) &= F_\mu [(400 - \mu_x) / \sigma_x] - F_\mu [(300 - \mu_x) / \sigma_x] \\ &= F_\mu (\mu_{400}) - F_\mu (\mu_{300}) \end{aligned}$$

Donde:

$$\mu_{300} = (300 - 256.70) / 191 = 0.2267$$

Con este valor, se va a la Tabla 4.14 y se encuentra que $F_x(0.2267) = 0.5871$ y,

Intervalo clase (mm)	Valor medio Xi (mm)	F. Absoluta	F. Relativa $f_x(X_i)$	$X_i f_x(X_i)$
100-110	105	10	0.1	10.5
110-120	115	16	0.16	18.4
120-130	124	9	0.09	11.25
130-140	135	10	0.1	13.5
140-150	145	20	0.2	29.00
150-160	155	15	0.15	23.25
160-170	165	20	0.2	33.00



SUMATORIA	100	138.90
-----------	-----	--------

Tabla 4.14 distribuciones.

$$\mu_{400} = (400 - 256.70) / 191 = 0.75$$

Con este valor, se encuentra que $F_x(0.75) = -0.7734$
Lo que implica que:

$$P(300 \leq Q \leq 400) = 0.7734 - 0.5871 = 0.1863$$

b) Si se usa la Distribución Log Normal:

$$P(300 \leq Q \leq 400) = F_y(\ln 400) - F_y(\ln 300)$$

$$= F_0[(\ln(400) - \mu_y) / \sigma_y] - F_0[(\ln(300) - \mu_y) / \sigma_y] \quad y:$$

$$\ln(300) = 5.704$$

$$\ln(400) = 5.99$$

Se tiene entonces que:

$$F_R(\mu_{5.99}) = (5.99 - 5.228) / 0.84 = 0.91$$

$$\text{Se tiene que: } F_y(0.91) = 0.8186$$

$$F_R(\mu_{5.704}) = (5.704 - 5.228) / 0.84 = 0.564$$

$$\text{Se tiene que: } F_y(0.564) = 0.7123$$

Se encuentra finalmente:

$$P(300 \leq Q \leq 400) = 0.8186(\ln 400) - 0.7123(\ln 300)$$

Este ejemplo se puede resolver también calculando μ_y y σ_y a partir de μ_x y σ_x con las ecuaciones 10 Y 11,

Factor de Frecuencia

Se utiliza el mismo factor de frecuencia que en la distribución Normal, excepto que este se aplica a los Logaritmos de la variable y la ecuación, para un cuantil cualquiera X_T queda:

$$\ln(X_T) = \mu_y + K \sigma_y \quad \text{Ec. 4.59}$$

$$K = F_\mu^{-1}[1 - (1/T)] \quad \text{Ec. 4.60}$$

Si se quiere trabajar con la variable no transformada al campo logarítmico se tiene que:

$$K = \frac{\exp [K_T (\ln(1+Cv^2))^{1/2} - [(\ln (1+Cv^2)/2)]] - 1}{Cv} \quad \text{Ec. 4.61}$$

Donde:

$$K_T = F\mu^{-1} (1 - (1/T_r)) \quad \text{Ec. 4.62}$$

$F\mu^{-1} (1 - (1/T))$ es el universo de la función de Distribución Normal estandarizada acumulada y Cv es el coeficiente de variación.

Intervalos de Confianza:

En el campo transformado, los limites están dados por de la Distribución Normal como:

$$\ln (X_T) \pm \mu_{1-\alpha/2} S_T \quad \text{Ec. 4.63}$$

En donde:

$$S_T = \delta (\sigma_Y / \sqrt{N}) \quad Y \quad \delta = (1 + (K_T^2/2))^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.64 y 4.65}$$

Ejemplo 4.6

Se tiene un río con caudales máximos anuales Log Normalmente distribuidos, con $\mu_x = 15 \text{ m}^3/\text{s}$. y $\sigma_x = 5 \text{ m}^3/\text{s}$., se da también $\mu_y = 2.6554$ y $\sigma_y = 0.3246$.

Encontrar el caudal para un periodo de retorno de 100 años. ¿Si se tiene un periodo de retorno de 30 años de registro, cuales son los limites de confianza para un α de 10 %?

Solución:

El coeficiente de variación se calcula como:

$$Cv = \sigma_Y / \mu_y = 5 / 15 = 0.33$$

Para hallar K_T , se procede así:

$$F\mu (K_T) = 1 - (1/T_1) = 1 - (1/100) = 0.99$$

Se obtiene:

$$K_T = F\mu^{-1} (0.99) = 2.33 \quad \text{El valor de K se calcula con la EC. (4.61):}$$

$$K = \frac{\exp [2.33 (\ln(1+0.33^2))^{1/2} - [(\ln (1+0.33^2)/2)]] - 1}{0.333} = 3.028$$

El valor asociado a un periodo de retorno de 100 años será:

$$X_T = 15 + 5(3.028) = 30.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Los límites de confianza se hallan así en el campo transformado:

$$\ln(X_T) \pm u_{1-\alpha/2} S_T$$

Se calcula primero δ con la EC. (65) y luego S_T con la EC. (64), el resultado es:

$$\delta = (1 + (2.33^2/2))^{1/2} = 1.93$$

$$S_T = 1.93 (0.3246 / \sqrt{30}) = 0.11$$

$$\text{Se lee } \mu_{1-\alpha} = \mu_{0.95} = 1.64$$

Por lo tanto:

$$\ln(30.28) \pm 1.64 (0.11) = 3.41 \pm 0.1875 = | 3.2225, 3.5975 | = | e^{3.2225}, e^{3.5975} | = | 25.091, 36.5 |$$

4.3.6 PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE.

Es la máxima cantidad de precipitación teórica para una duración dada que es físicamente posible de ocurrir sobre una cuenca en un cierto tiempo del año. Otra definición de precipitación máxima probable indica que es la cantidad de precipitación para un área dada, resultante de las condiciones meteorológicas más críticas que son consideradas razonables posibles.

ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE

Este método fue desarrollado alrededor de 1960 por David M. Hershfield ; puede ser empleado siempre y cuando se disponga de suficientes datos de precipitación máxima diarias y es particularmente útil para realizar estimaciones rápidas o donde los datos meteorológicos tales como: punto de rocío y registros de viento no existentes; el método básicamente permite realizar estimaciones de la precipitación máxima probable en cuencas no mayores de 1,000 Km².

El método de Hershfield es aplicable especialmente en nuestro país, ya que solamente se emplea los registros de lluvia máxima diaria, recomendándose de ser posible el uso de registros. No menores de veinte años o cuando menores a diez años.

El método estadístico de la precipitación máxima probable se estima con la ecuación siguiente:

$$\text{Precipitación Máxima Probable} = \text{PMP} = X_n + K_m(S_n) \quad \text{Ec. 4.66}$$

Donde:

P.M.P = Precipitación Máxima Probable en Mm.

X_n , S_n = Media y desviación típica respectivamente de la serie anual de lluvias Máximas diarias, previamente corregidas por el valor máximo observado en la serie y longitud del registro.

K_m = Factor de frecuencia, función de la lluvia media anual de las máximas diarias y de la duración en Hrs. de la PMP que se estima, por supuestos de 24 Horas.



Ejemplo 4.7

Estimar la PMP en 6 Horas y 24 Horas, por medio del criterio de Hershfield, para una cuenca de 322 Km² del proyecto de riego “Las piedras” en Tamaulipas, cuyas coordenadas geográficas son: 98°47’ Long. W y 26°07’ Latitud Norte.

Se dispones del registro de 39 años de lluvias máximas diarias en la estación “Comales” Tamaulipas y qué es la mayor registro entre las más cercanas al proyecto.

SERIE ANUAL DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS ESTACIÓN COMALES

AÑO	Precipitación (hp)	AÑO	Precipitación (hp)	AÑO	Precipitación (hp)
1938	102,00	1951	105,20	1964	105,00
1939	40,80	1952	25,50	1965	149,70
1940	87,60	1953	77,50	1966	84,10
1941	98,40	1954	69,50	1967	302,00
1942	67,20	1955	60,00	1968	73,70
1943	59,10	1956	49,50	1969	93,70
1944	92,00	1957	99,00	1970	70,70
1945	66,20	1958	65,70	1971	102,30
1946	40,90	1959	28,50	1972	55,30
1947	65,30	1960	87,50	1973	85,50
1948	126,00	1961	57,20	1974	97,70
1949	48,60	1962	80,30	1975	63,00
1950	56,30	1963	39,70	1976	58,30

Tabla 4.15 Lluvias máximas diarias.

SOLUCIÓN:

1.- Los resultados son:

$$\bar{X}_n = 80.42$$

$$\sigma_x = 44.88$$

$$m = 302 \text{ Mm.}$$



Donde:

\bar{X}_n = Media

σ_x = Desviación estándar

m = Valor Mayor.

2.- Quitando el valor de m; tenemos:

\bar{X}_{n-m} = 74.59

σ_{n-m} = 26.58

3.- Se determina el valor del factor de frecuencia por medio de la Fig. 4.10 en base a la media de la serie anual y a la duración que se analiza.

\bar{X}_n = 80.42

Duración 24 Hrs.

Km = 16; De la Fig. 2 (x=80 y Y = 16 en curva de 24 Horas)

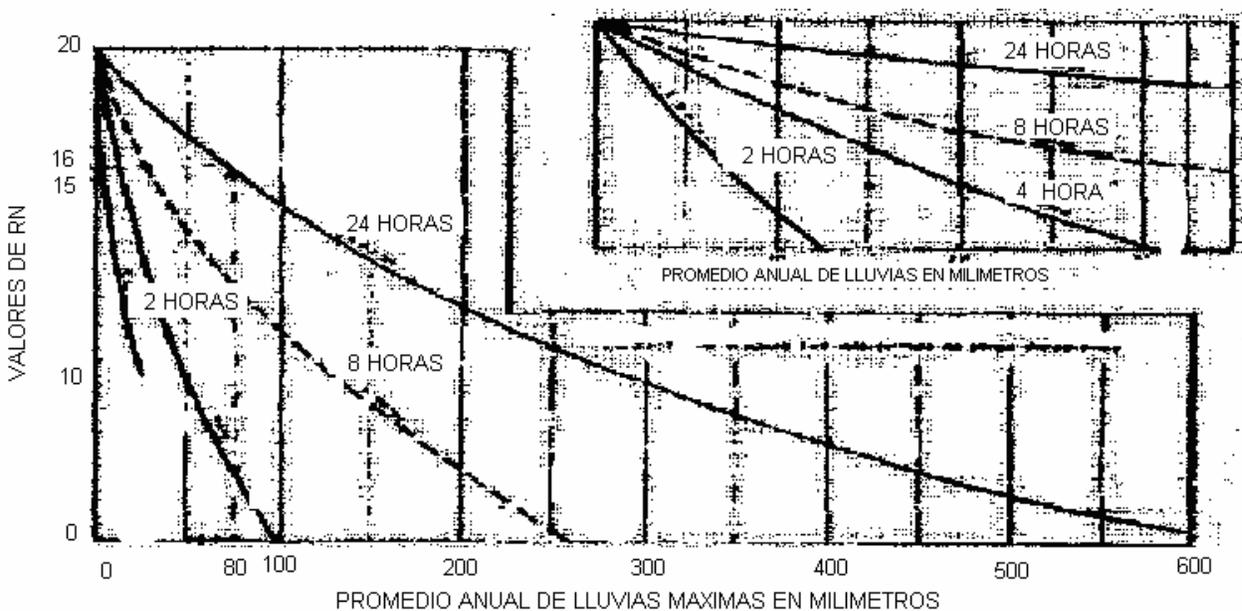


Figura. 4.10. Km. en función de la duración de la lluvia y de su valor media anual

4.- Se ajustan o corrigen la media y la desviación de la serie anual por máxima lluvia observada con auxilio de la Fig. 4.11 y 4.12 en función de la longitud de registro en años (n) y de las relaciones.

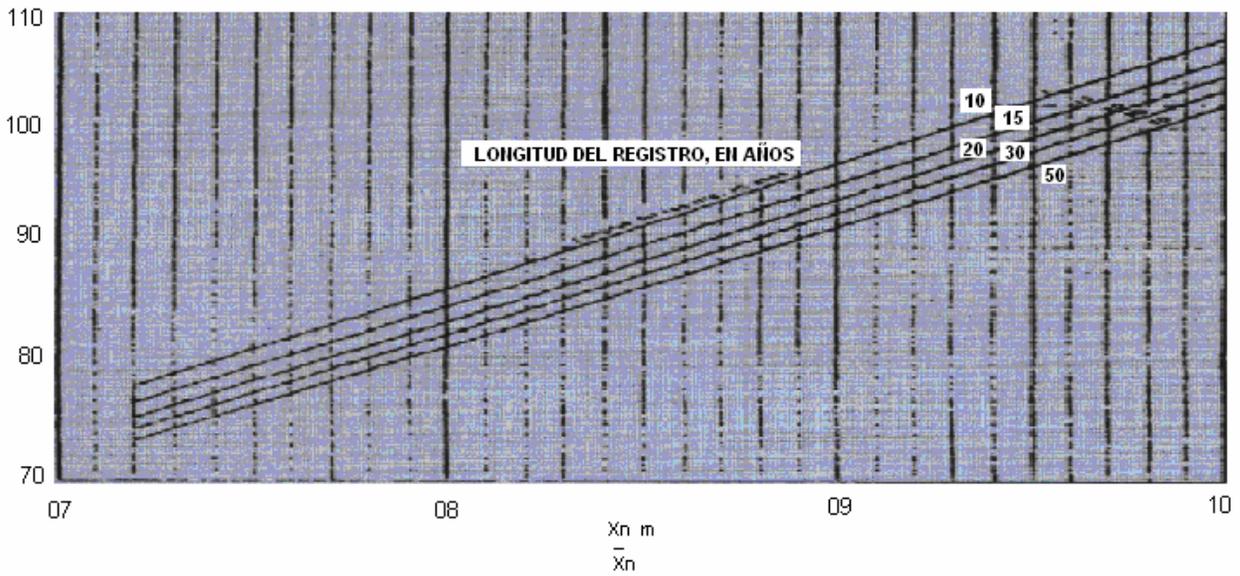


Figura 4.11 Ajuste de la lluvia media anual (X_n) por lluvia máxima observada

$$\frac{X_{n-m}}{X_n} = \frac{74.59}{80.43} = 0.927$$

$$\frac{S_{n-m}}{S_n} = \frac{74.58}{44.88} = 0.592$$

Factor de ajuste de X_n en % = 0.93, a 39 años; el factor de ajuste será de 95.50%;

Factor de ajuste de σ_n en % = 0.59, a 39 años; el factor de ajuste será de 63.00%.

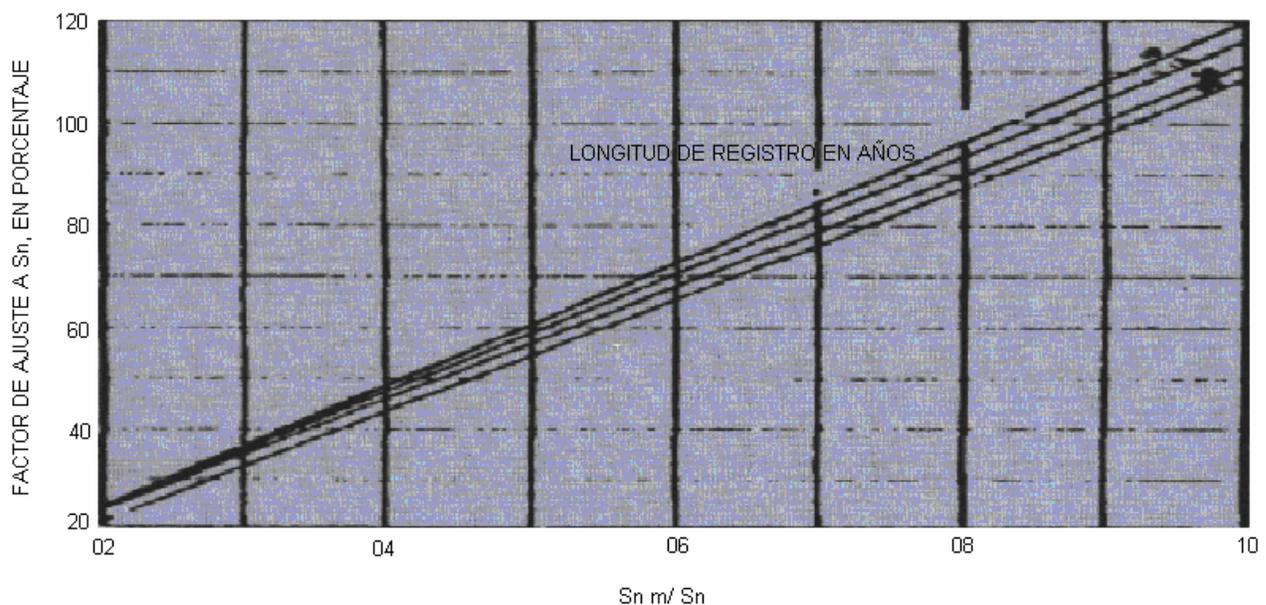


Figura 4.12 Ajuste a la desviación Típica S_n , de la serie anual de lluvias máximas.

5.- Se ajustan o corrigen también la media y la desviación típica de la serie anual por tamaño de muestra (longitud del registro), con auxilio de la Fig. 4.13.

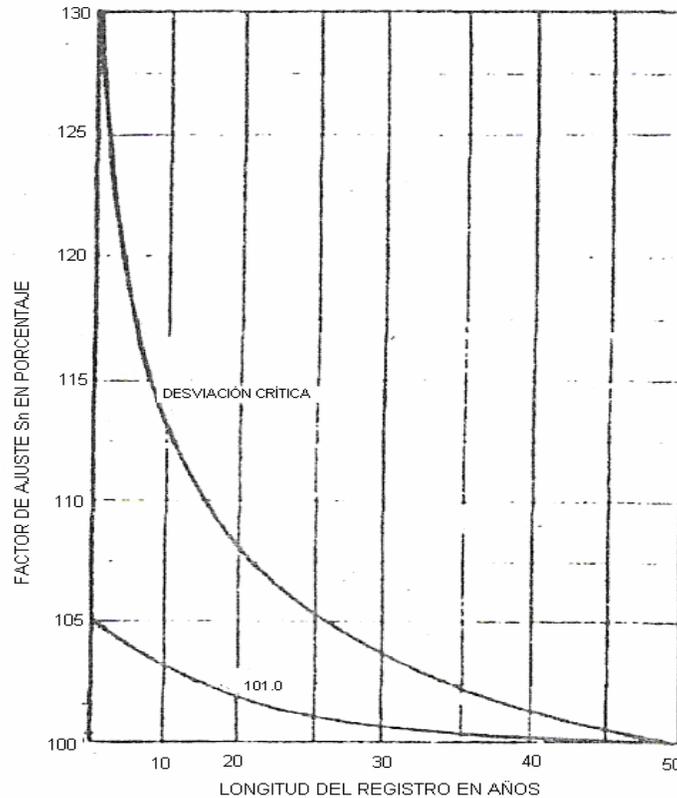


Figura 4.13 Ajuste a la media y desviación típica de la serie anual de lluvias máximas.

Factor correctivo por tamaño de muestra:

$n = 39$ años:

$$X_n = 100.50 F$$

$$\sigma_n = 101.50 F$$

6.- Se corrige los valores de la media y la Desviación típica.

$$\bar{X}_n = (80.43) \times (0.955) = (76.81) \times (1.004) = 77.118 \sim 77.12$$

$$S_n = (44.88) \times (0.630) = (28.27) \times (1.015) = 28.699 \sim 28.70$$

$$PMP_{24 \text{ HORAS}} = x_n + K_m (S_m) = 77.12 + (16)(28.70) = 536.32 \text{ Mm.}$$

7.- Precipitación Máxima Probable corregida por intervalo fijo de Observación, con el uso de la Fig 4.14.

Factor de ajuste = $(536.32) (1.005) = 539.002 = 538.40 \text{ Mm.}$

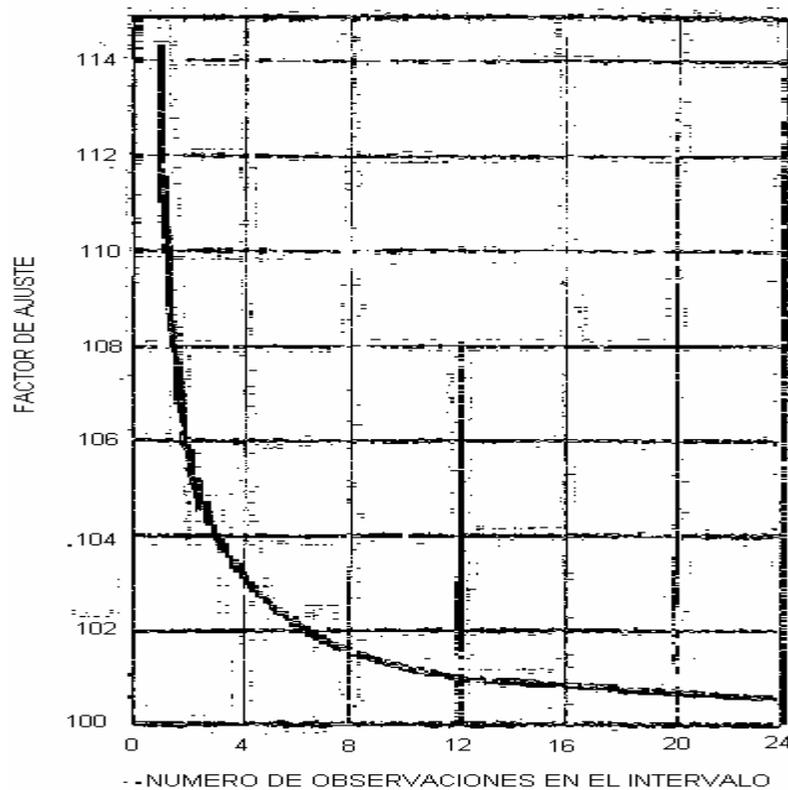


Figura 4.14 Ajuste por intervalos fijo de observación.

8.- Cuando se necesite la magnitud de la precipitación máxima probable (PMP) para duraciones diferentes a 24 Hrs., se puede distribuir esta en el tiempo por medio de la técnica siguiente:

- Se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia de la Fig. 4.15., localizándose en la duración de 24 Hrs. el valor corregido y la precipitación máxima probable (PMP) y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial.
 $PMP_3 = 200$; $PMP_6 = 270$; $PMP_{12} = 400$;

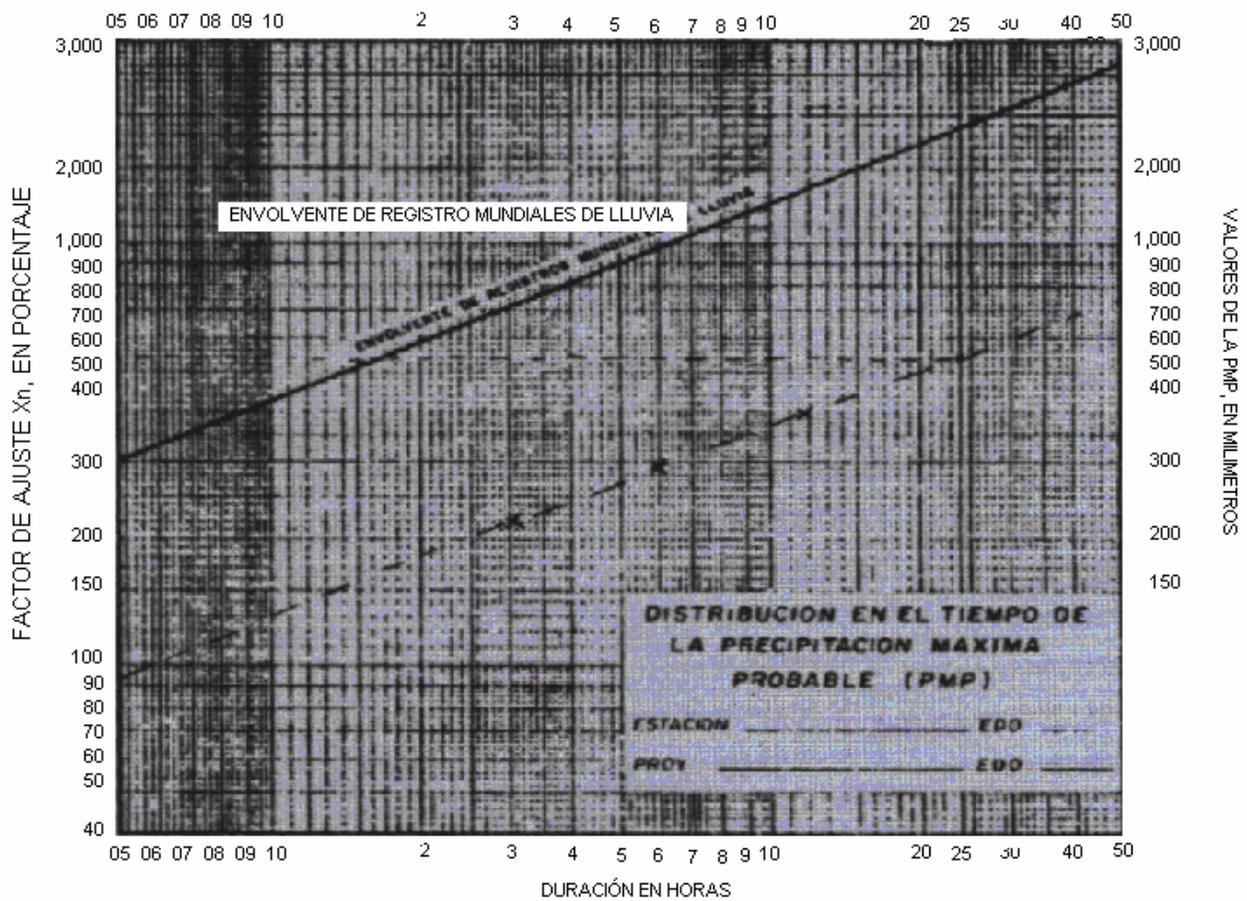


Figura 4.15 Duraciones en horas

9.- Por ultimo se revisa otro ajuste recorreción PMP puntual por magnitud de la cuenca utilizando la Fig. 4.16.

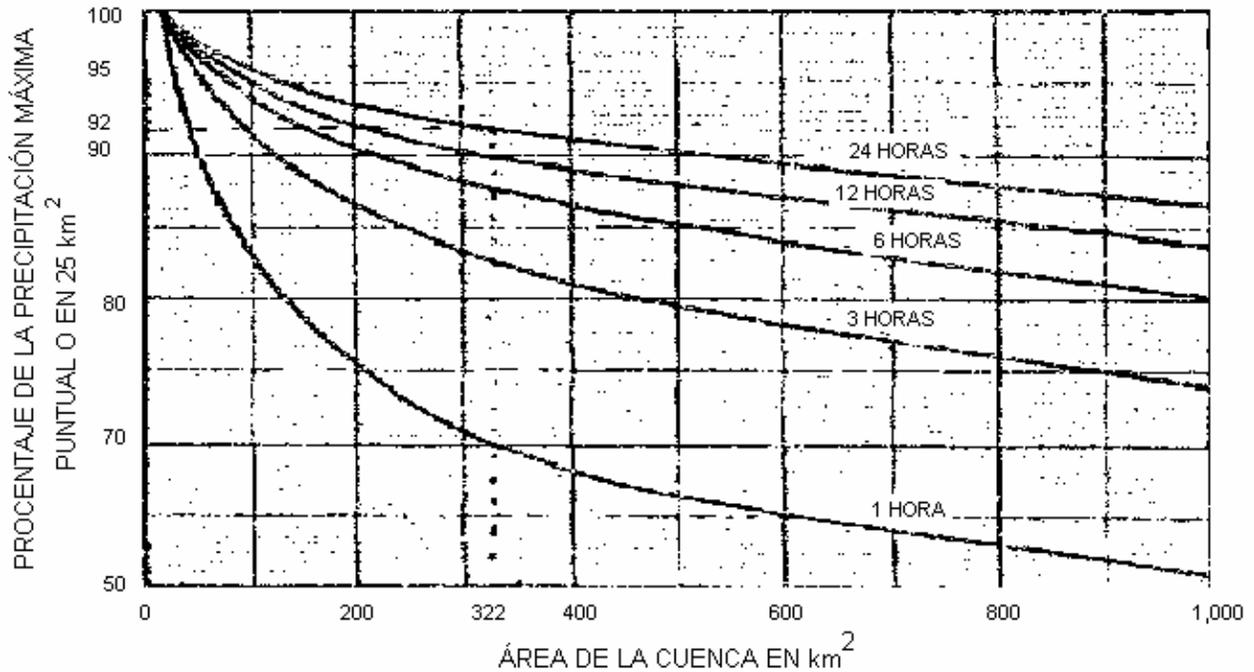


Figura 4.16 Curvas Área – Reducción para la precipitación máxima probable.

Factor de ajuste por magnitud del área de la cuenca:

Cuenca: 322 Km²

$PMP_{24} = (538.40) (0.92) = 495.30 \text{ Mm.}$

4.3.7 LÍMITES DE APLICABILIDAD Y SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD.

ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE.

Un primer método que se usa para seleccionar la función consiste simplemente en inspeccionar una grafica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos (Figuras 4.16 a 4.19).

La función de distribución de probabilidad que se seleccione será la que se apege visualmente mejor a los datos medidos.

Función de Distribución	$P(X \geq 7,500 \text{ m}^3/\text{s})$ %	X para T = 60 años m^3/s
Normal	2.39	7775
Log Normal	4.55	9160
Pearson III	4.50	9071
Gumbel	6.50	9827
Gumbel dos poblaciones	8.40	9900

Tabla 4.16 Distribuciones de probabilidad.

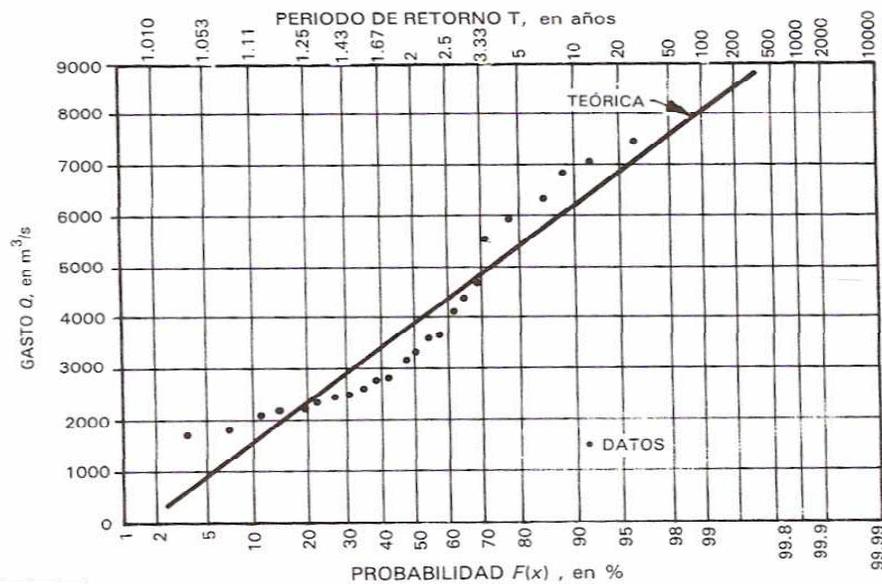


Figura 4.17. Distribución Normal

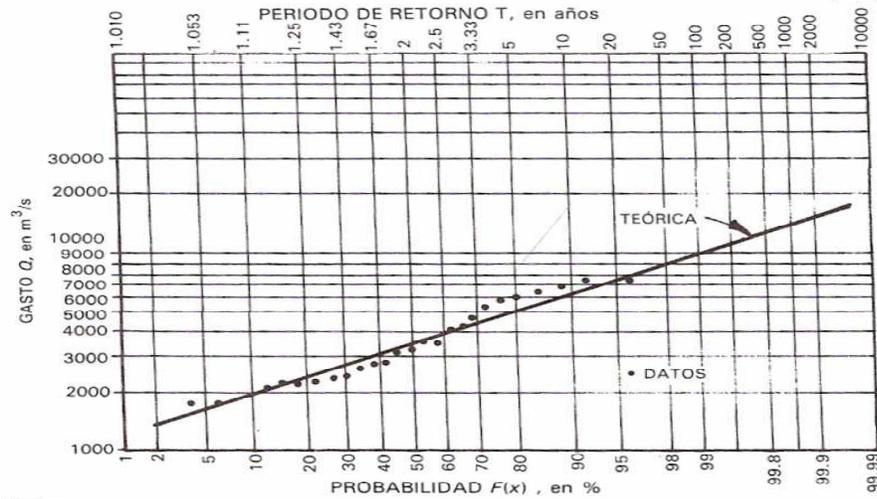


Figura 4.18. Distribución Log Normal

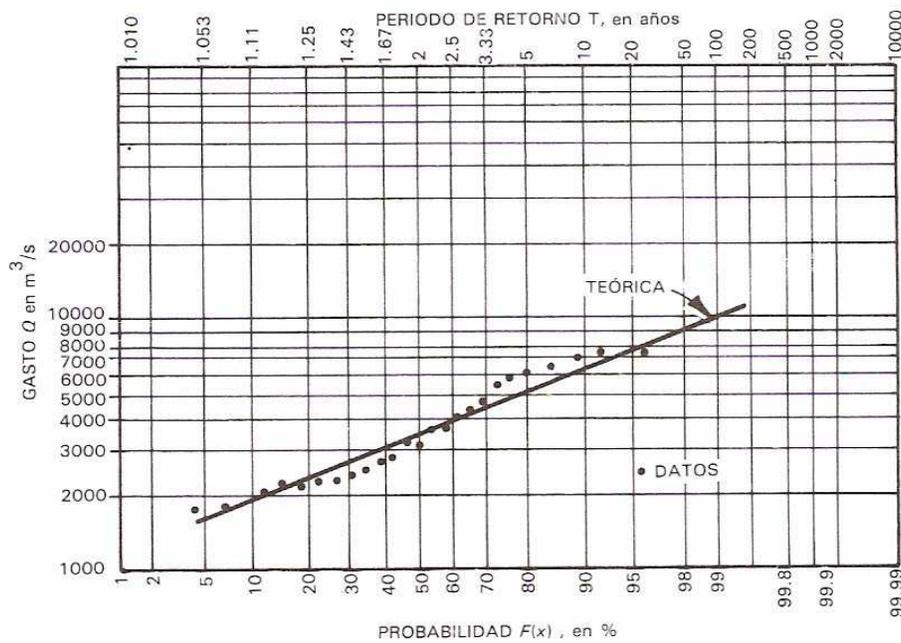


Figura 4.19. Distribución Pearson III

Este método se usa a veces, incluso, para ajustar las funciones de distribución de probabilidad a los datos medidos, dibujando en un papel especial para cada función dichos datos, escogiendo la función para la que el conjunto de puntos sea semejante a una línea recta y finalmente trazando a ojo dicha línea recta para poder hacer las extrapolaciones necesarias.

En este método con un alto grado de subjetividad y, usado aisladamente, puede ser un tanto peligroso. Sin embargo, es muy ilustrativo y recomendable para ser usado con otros métodos. Si lo aplica un ingeniero con experiencia, puede resultar el mejor de todos.

4.3.7.1 MÉTODO DEL ERROR CUADRÁTICO MÍNIMO.

Este método es menos subjetivo que el anterior. Consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático.

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_{ei} - X_{oi})^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ec. 4.67}$$

Donde x es el i -ésimo dato estimado y x es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis. En la Tabla 4.17 se muestran los gastos estimados para cada una de las funciones de distribución usadas en el sub capítulo anterior, y los errores cuadráticos correspondiente.

4.3.7.2 PRUEBAS DE BONDAD DEL AJUSTE.

En la teoría estadística, las pruebas de Bondad del ajuste mas conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov-Smimov. Enseguida se describen de manera breve.

La Prueba χ^2 ES LA MÁS POPULAR. Fue propuesta por Kart Pearson en 1,900.

Intervalo i	Limite Inferior l_i	Limite Superior S_i	Marca de clase	Numero Observado θ_i
1	0	1400	700	0
2	1400	2800	2100	11
3	2800	4200	3500	5
4	4200	5600	4900	3
5	5600	7000	6300	4
6	7000	8400	7700	2
			Suma = n =	25

Tabla 4.17 Intervalos de clase.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase, como se muestra en la Tabla 4.18 para los datos del ejemplo anterior, donde se ha escogido $k = 6$.

Posteriormente se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum (\theta_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i \quad \text{Ec. 4.68}$$

Donde θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ϵ_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

$$\epsilon_i = n (F(S_i) - F(l_i)) \quad i = 1, 2, \dots, k \quad \text{Ec. 4.69}$$

Donde $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo I , $F(l_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos. En la Columna 5 de la Tabla 4.17 se muestran los valores ϵ_i para las cinco funciones de distribución vistas anteriormente.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos. Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

Los valores de α que se usan normalmente son del 10, 5 y 1 %, El valor de α , en la Teoría estadística, es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula.

H_0 = La función de distribución de probabilidad es $D(\alpha, \beta, \dots)$

Cuando en realidad es cierta, es decir, de cometer un error Tipo 1. En la ecuación anterior, D es la función de distribución de probabilidad considerada y α, β, \dots son sus parámetros.

Sin embargo, α no se puede hacer arbitrariamente pequeña sin incrementar al mismo tiempo la probabilidad de cometer un error tipo II, que es el de aceptar H_0 cuando en realidad no es verdadera. El valor más común de α es de 0.05; Este nivel de significancia suele aceptarse varias funciones de distribución de probabilidad. De ser el caso, si se usa solamente este criterio para aceptar una función, se escogería la que tiene el menor Valor de D .

Función de distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(\theta_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$	D
NORMAL	1	0.087	0.017	1.75	1.75	
	2	0.276	0.087	4.73	8.31	
	3	0.432	0.276	3.90	0.31	
	4	0.824	0.432	9.80	4.72	
	5	0.956	0.824	3.30	0.15	
	6	0.993	0.956	0.93	1.23	
				24.41		16.47
LOG NORMAL	1	0.021	0	0.53	0.53	
	2	0.309	0.021	7.20	2.01	
	3	0.655	0.309	8.65	1.54	
	4	0.851	0.655	4.90	0.74	
	5	0.938	0.851	2.18	1.52	
	6	0.974	0.938	0.90	1.34	
				24.36		7.68
PEARSON III	1	0.019	0	0.48	0.48	
	2	0.466	0.019	11.18	0.00	
	3	0.637	0.466	4.28	0.12	
	4	0.831	0.637	4.85	0.71	
	5	0.933	0.831	2.55	0.83	
	6	0.976	0.933	1.08	0.78	
				24.42		2.92
Gumbel	1	0.074	0.002	1.80	1.80	
	2	0.324	0.074	6.25	3.61	
	3	0.164	0.324	7.25	0.70	
	4	0.810	0.614	4.90	0.74	
	5	0.913	0.810	2.58	0.79	
	6	0.961	0.961	1.20	0.53	
				23.98		8.17
Gumbel Dos Poblaciones	1	0.228	0.070	3.95	3.95	
	2	0.408	0.228	4.50	9.39	
	3	0.543	0.408	3.38	0.78	
	4	0.654	0.543	2.78	0.02	
	5	0.871	0.654	5.43	0.37	
	6	0.958	0.871	2.18	0.01	
				22.22		14.52

Tabla 4.18

Así, seleccionando un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$, se tiene, para funciones de dos parámetros.

$$X^2_{0.95,3} = 7.81$$

Para funciones de tres parámetros

$$X^2_{0.95,2} = 5.99$$

Y para funciones de cuatro parámetros estimados de los Datos

$$X^2_{0.95,1} = 3.84$$

T	Xn	NORMAL		LOG NORMAL		PEARSON III		GUMBEL		GUMBEL 2 POBL.	
		Xe		Xe		Xe		Xe		Xe	
años	m ³ /s	m ³ /s	(Xe-X ₀)								
26	7430	7118	97344	7787	127449	7789	128881	8416	972196	8521	1190281
13	7061	6489	327184	6668	154449	6783	77284	7222	25921	7623	315844
8.67	6900	6075	680625	6019	776161	6141	576081	6410	152100	7135	552225
6.50	6267	5748	269361	5552	511225	5753	264196	5992	75625	6784	267289
5.20	6000	5473	277729	5187	660969	5369	398161	5581	175561	6530	280900
4.33	5971	5229	550564	4884	1181569	4983	976144	5235	541696	6296	105625
3.71	5565	5007	311364	4624	885481	4688	769129	4935	396900	6071	256036
3.25	4744	4803	3481	4396	121104	4490	64516	4672	5184	5857	1238769
2.89	4240	4609	136161	4191	2401	4289	2401	4431	36481	5603	1857769
2.60	4060	4422	131044	4001	3481	4087	729	4207	21609	5242	1397124
2.36	3706	4237	281961	3523	13689	3882	30976	3995	83521	4656	902500
2.17	3682	4065	146689	3664	146689	3688	36	3804	14884	4149	218089
2.00	3220	3886	443556	3505	81225	3483	69169	3611	152881	3680	211600
1.86	3130	3713	339889	3359	52441	3336	42436	3432	91204	3289	25581
1.73	2737	3527	624100	3207	220900	3181	197136	3245	258064	2919	33124
1.63	2675	3359	467856	3077	161604	3046	137641	3083	166464	2626	2401
1.53	2489	3165	456976	2933	191736	2890	160801	2900	168921	2294	38025
1.44	2414	2958	295936	2787	139129	2732	101124	2713	49401	1982	186624
1.37	2367	2767	160000	2659	85264	2595	51984	2547	32400	1718	421201
1.30	2350	2542	36864	2515	27225	2441	8281	2357	49	1416	872356
1.24	2246	2307	3721	2373	16129	2288	1764	2168	6084	1142	1218816
1.18	2230	2014	46656	2207	529	2122	11664	1941	83521	810	2016400
1.13	2070	1695	140625	2040	900	1970	10000	1708	131044	479	2531281
1.08	1804	1245	312481	1826	484	1771	1089	1397	165649	49	3080028
1.04	1796	654	304164	1578	47524	1564	53824	1022	5999076		
C			2810		2369		2033		2108		4327

Tabla 4.19

Comparando $X^2_{0.95,3}$ con los valores de D correspondientes a las funciones normal, Log Normal y Gumbel, que tienen dos parámetros, se aceptaría solamente la función Log Normal para este Nivel de significancia. También se aceptaría la función Pearson III, que tiene tres parámetros ($2.92 < 5.99$) y se rechazaría la Gumbel de dos poblaciones, que tiene cuatro parámetros ($14.52 > 3.84$).

Nótese que al rechazar una función dada se incluyen los parámetros estimados; es decir, en este caso, por ejemplo, se dice “se rechaza la función de distribución normal con $\mu = 3886$, $\delta = 1825.9$ ”, pero podría aceptarse esta misma función con otros valores de los parámetros. Aunque esto normalmente no ocurre si dichos parámetros se calculan con los métodos vistos.

Para decidir entre las funciones aceptadas, i, e, Log Normal y Pearson III, se comparan sus respectivos valores de D, con lo que se concluiría que la Pearson III es la que mejor se ajusta a los datos. Este tipo de análisis debe hacerse, sin embargo, con cierto cuidado, pues dado que la función Pearson III tiene más parámetros que la Log Normal, la comparación no es del todo válida.

Por otro lado, siempre se debe tener precaución al aplicar la prueba, pues sus resultados dependen mucho de la selección de los intervalos y del tamaño de la muestra. E incluso pueden resultar contradictorios para una misma muestra. Sus resultados deben tomarse con mucha reserva, en especial cuando se usan para discriminar una función de distribución de probabilidad de otra y son, en cambio, mucho más útiles solo para compararlas.

4.3.7.3 PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(X_m)$ y la distancia $F(X_m)$

$$D = \text{máx. } |F_o(X_m) - F(X_m)| \quad \text{Ec. 4.70}$$

Con un valor crítico D que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado. Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula H_0 . Esta Prueba tiene la ventaja sobre la X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como $P = (X \leq x) = m / (n+1)$:

$$F_o(X_o) = m / (n+1) \quad \text{Ec. 4.71}$$

Donde m es el número de orden del dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Para el caso del ejemplo anterior se ha elaborado la Tabla 4.20. En la columna 2 se han escrito los gastos máximos anuales registrados, ordenados de mayor a menor, en la 3 se calculan los valores de la función de distribución de probabilidad observada según la ecuación anterior; en las columnas 4,6,8,10 y 12 se tienen los valores de $F(X_m)$ calculados según las cinco funciones de distribución teóricas vistas anteriormente y en las 5,7,9,11 y 13 se muestran los valores absolutos de las diferencias entre $F_o(X_m)$ y $F(X_m)$.

En la tabla se observa que algunos valores se han encerrado en un rectángulo el valor D para cada Función de distribución. Como se puede observar, según esta prueba se aceptarían todas las funciones de distribución consideradas para un nivel de significancia $\delta = 0.05$, para el cual el valor crítico d es 0.26 con $n = 25$. La función de distribución con el menor valor de D es la Gumbel por lo que, según esta prueba sería la preferible.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
m	Xm	Fo (Xm)	F (Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F (Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F (Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F (Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F (Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)
	(m ³ /s)		NORMAL	NORMAL	LOG NORMAL	LOG NORMAL	PEARSON III	PEARSON III	GUMBEL	GUMBEL	GUMBEL 2	GUMBEL 2
1	7430	0,9615	0,9738	0,0123	0,9520	0,0095	0,9518	0,0097	0,9318	0,0297	0,9107	0,0507
2	7061	0,9231	0,9589	0,0358	0,9396	0,0165	0,9360	0,0129	0,9157	0,0074	0,8780	0,0451
3	6900	0,8846	0,9505	0,0659	0,9332	0,0486	0,9285	0,0439	0,9076	0,2300	0,8598	0,0248
4	6267	0,8462	0,9025	0,0573	0,9011	0,0549	0,9876	0,0514	0,8680	0,0218	0,7647	0,0815
5	6000	0,8077	0,8765	0,0688	0,8830	0,0753	0,8709	0,0632	0,8470	0,0393	0,7175	0,0902
6	5971	0,7692	0,8729	0,1037	0,8810	0,1118	0,8680	0,0988	0,8445	0,0753	0,7124	0,0568
7	5565	0,7308	0,8212	0,0904	0,8473	0,1165	0,8273	0,0965	0,8062	0,0754	0,6492	0,0816
8	4744	0,6923	0,6808	0,0115	0,7486	0,0563	0,7408	0,0485	0,6612	0,0311	0,5814	0,1109
9	4240	0,6538	0,5774	0,0764	0,6678	0,0090	0,6446	0,0092	0,6214	0,0324	0,5465	0,1073
10	4060	0,6154	0,5379	0,0775	0,6274	0,0120	0,6103	0,0051	0,5887	0,0267	0,5324	0,0830
11	3706	0,5769	0,4602	0,1176	0,5495	0,0274	0,5427	0,0342	0,5196	0,0573	0,5020	0,0749
12	3682	0,5385	0,4530	0,0855	0,5438	0,0053	0,5381	0,0004	0,5147	0,0238	0,4998	0,0387
13	3220	0,5000	0,3576	0,1433	0,4246	0,0754	0,4320	0,0680	0,4166	0,0834	0,4543	0,0457
14	3130	0,4615	0,3391	0,1224	0,4013	0,0602	0,4087	0,0528	0,3669	0,0646	0,4447	0,0168
15	2737	0,4231	0,2643	0,1588	0,2915	0,1316	0,3069	0,1163	0,3108	0,1124	0,4002	0,0229
16	2675	0,3816	0,2540	0,1306	0,2742	0,1104	0,2908	0,0938	0,2973	0,0873	0,3928	0,0082
17	2489	0,3462	0,2221	0,1241	0,2236	0,1226	0,2430	0,1032	0,2578	0,0884	0,3702	0,0240
18	2414	0,3077	0,2105	0,0972	0,2040	0,1037	0,2245	0,0832	0,2423	0,0655	0,3608	0,0531
19	2367	0,2692	0,2033	0,0369	0,1922	0,0770	0,2129	0,0563	0,2326	0,0366	0,3549	0,0857
20	2350	0,2308	0,2004	0,0304	0,1880	0,0428	0,2087	0,0220	0,2292	0,0016	0,3528	0,1220
21	2246	0,1923	0,1841	0,0082	0,1623	0,0300	0,1831	0,0092	0,2085	0,0162	0,3395	0,1472
22	2230	0,1538	0,1830	0,0292	0,1587	0,0049	0,1792	0,0254	0,2054	0,0516	0,3374	0,1836
23	2070	0,1154	0,1587	0,0433	0,1210	0,0056	0,1397	0,0243	0,1752	0,0598	0,3167	0,2013
24	1804	0,0769	0,1271	0,0502	0,0708	0,0061	0,0802	0,0033	0,1298	0,0529	0,2815	0,2046
25	1796	0,0335	0,1261	0,0876	0,0694	0,0309	0,0787	0,0403	0,1285	0,0900	0,2805	0,2420

Tabla 4.20 Método de Gumbel.

En esta tabla se han calificado las funciones según el orden de preferencia indicando por cada prueba, dando 1 a la mejor y a la peor. De estos resultados se concluye que la función de mejor se ajusta a los datos es la Pearson III. La función seleccionada sería entonces la Pearson III en este caso, aunque cabe observar que la diferencia de esta función con la Log Normal y la Gumbel es poco significativa a pesar de que la última fue rechazada por la prueba χ^2 .

FUNCION	ERROR CUADRATICO MINIMO	X	KOLMOGOROV
NORMAL	4	SE RECHAZA	4
LOGNORMAL	3	2	3
PEARSON III	1	1	2
GUMBEL	2	SE RECHAZA	1
GUMBEL 2 POBLACIONES	5	SE RECHAZA	5

Tabla 4.21

4.3.7.4 LÍMITES DE APLICABILIDAD.

Al extrapolar los gastos máximos anuales o cualquier otra variable hidrológica, aun cuando se haga mediante una cuidadosa selección de una función de distribución de probabilidad, debe siempre tenerse en cuenta de la credibilidad y homogeneidad de los datos y la longitud del registro. Obviamente, si se sabe que en una estación dada existen las condiciones necesarias para que se presenten errores de consideración en los registros, los resultados de cualquier análisis estadísticos deben tomarse con suma reserva.

Aun cuando los datos son confiables, los análisis estadísticos del tipo visto anteriormente deben usarse, en general, solo cuando no estén afectados por cambios en las características hidrológicas de la cuenca provocados por presas, urbanización, desvíos, etc. Por otra parte, es natural pensar en que las predicciones son más confiables a medida que aumenta la longitud de los registros. En la siguiente tabla se muestra la longitud del registro, en años, necesaria para predecir avenidas con un intervalo de confianza de 0.05 para diferentes periodos de retorno T.

Longitud del registro, en años, necesaria para estimar avenidas con un intervalo de confianza de 0.05 y periodo de retorno T.

T en años.	Error	Aceptable
10	90	18
50	110	39
100	115	48

Tabla 4.22 Análisis estadísticos.

En todo caso, los resultados de los análisis estadísticos, como en casi toda la hidrología, no deben aceptarse dogmáticamente. El criterio y el juicio deben siempre estar presentes, aun cuando a veces se recomienda no usar registros de menos de, por ejemplo, 20 años para análisis estadísticos, con frecuencia no hay otra alternativa, y es ahí donde el papel del ingeniero adquiere clara importancia sobre los métodos del análisis

CAPÍTULO V

5.1 TIPOS DE ALMACENAMIENTO.

TIPOS DE ALMACENAMIENTO Y SUS CARACTERÍSTICAS.

La siguiente descripción se refiere a los tipos de almacenamientos y sus características de interés en la hidrología. Los detalles corresponden a otras materias, como obras hidráulicas e hidráulica fluvial. Un vaso de almacenamiento sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos.

Esto se puede ilustrar con una situación como la que se muestra en la figura 5.1, donde se ha dibujado, en forma muy esquemática, el hidrógrama anual de escurrimiento en un río y una demanda. En este caso, la demanda de agua, constante durante todo el año, es mayor de lo que aporta el río en los meses de diciembre a junio, pero menor de lo que aporta de julio a noviembre.

Es necesario, entonces, almacenar el volumen sobrante para poder satisfacer la demanda cuando el escurrimiento en el río no es suficiente, para lo cual se requiere un vaso de almacenamiento.

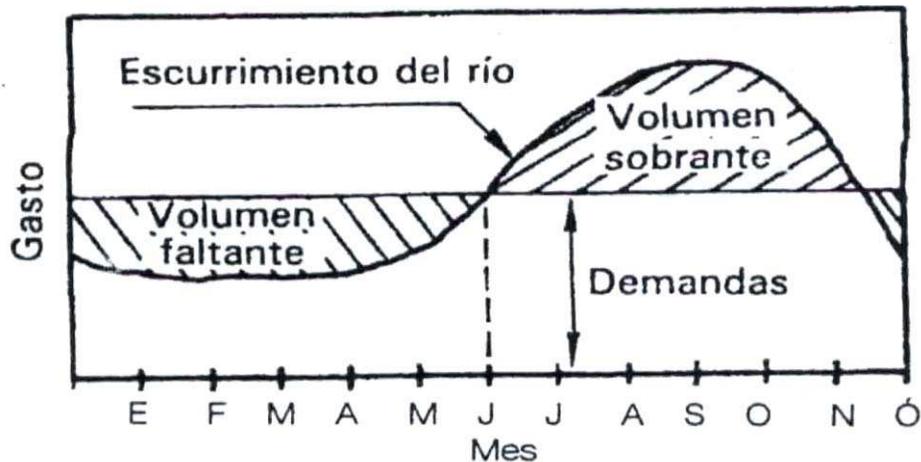


Fig. 5.1 Escurrimiento

Un vaso de almacenamiento puede tener uno o varios de los siguientes propósitos:

- Irrigación.
- Generación de energía eléctrica.
- Control de avenidas.
- Abastecimiento de agua potable.
- Navegación
- Acuacultura.
- Recreación.
- Retención de sedimentos.

Los principales componentes de un vaso de almacenamiento se muestran en la figura 5.2.

El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación) es nivel más bajo con la que puede operar la presa. Cuando esta es para irrigación y otros usos, el NAMINO \ (también llamado en este caso NAMin o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. En el caso de presas para generación de energía eléctrica, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga; mínima necesarias para que las turbinas operen en buenas condiciones.

El volumen muerto es aquel que queda abajo del NAMINO o NAMin; es un volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa. Es conveniente hacer notar que el depósitos de sedimentos en una presa no se produce como esta mostrando en la figura 5.2 -con un nivel horizontal- sino que los sedimentos se reparten a lo largo del embalse, teniéndose los mas gruesos al principio del mismo y los mas finos cerca de la cortina.

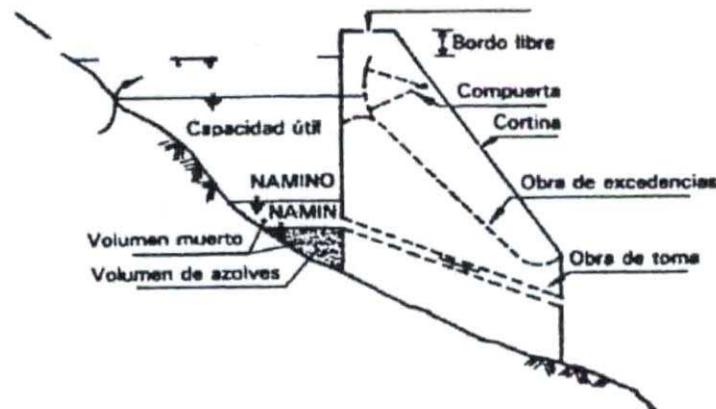


Fig. 5.2 Principales componentes de un vaso.

De hecho, en algunos casos existe movimiento de los sedimentos depositados dentro el vaso, fenómeno que se conoce como corriente de densidad. La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMin y el NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). El NAMO es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas; cuando el vertedor de excedencias (estructura que sirve para desalojar los volúmenes excedentes de agua que puedan poner en peligro la seguridad de la obra) no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con su cresta o punto mas alto del vertedor.

En el caso de que la descarga por el vertedor este controlado, el NAMO puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año. Así, en época de estaje es posible fijar un NAMO mayor que en época de avenidas, pues la probabilidad de que se presente una avenida en la primera época es menor que en la segunda. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMin o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de Jagya.

El NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, llamado super-almacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presenten cuando el nivel en el vaso esta cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y esta destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocados por sus asentamientos.

En resumen, existen cuatro volúmenes principales en toda presa que es necesario determinar para diseñar el vaso: el volumen de azolves, el volumen muerto, el volumen útil y el volumen de super-almacenamiento. La determinación de los dos primero esta fuera del enfoque de este texto; el volumen de azolves es materia de la hidráulica fluvial y el volumen muerto, en el caso de plantas hidroeléctricas, depende, entre otras cosas, del tipo de turbina que se use.

5.2 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN ÓPTIMO

Existen dos grupos básicos de datos necesarios para el diseño de un vaso de almacenamiento: planos topográficos y registros hidrológicos. Los primeros proporcionan la relación que hay entre volúmenes, áreas y elevaciones del vaso, y los segundos sirven para estimar los volúmenes o gastos que llegarán al vaso durante su operación. Los datos topográficos se sintetizan mediante curvas elevaciones- volúmenes y elevaciones-áreas.

Por otra parte, para estimar el volumen útil que se requiere para satisfacer una determinada demanda, se deben tener datos de volúmenes escurridos por el río durante un tiempo relativamente largo. Desde luego, entre mayor sea el lapso de registros, más confiable será la estimación del volumen útil. En general, un registro de 20 años o más proporciona una buena estimación.

Es recomendable determinar el volumen útil de una presa en dos pasos: el primero consiste en hacer la primera estimación usando datos mensuales de aportaciones y demandas e ignorando factores de menor importancia, como la evaporación y precipitación directa en el vaso; el segundo es simular el funcionamiento del vaso para un periodo largo, tomando en cuenta las variaciones mensuales y anuales de aportaciones y demandas y todos los demás factores que intervienen en la cantidad de agua almacenada en un determinado instante.

Cuando se desea hacer una primera estimación del volumen útil se pueden usar dos métodos. El primero, llamado de la curva masa o diagrama de Rippl, desarrollado en 1883, es útil cuándo las demandas son constantes, y el segundo, conocido como algoritmo del pico secuente, es conveniente cuando las demandas varían en el tiempo.

Una curva masa es una representación gráfica de volúmenes acumulados contra el tiempo. En la figura 5.3 se muestra una parte de una curva masa.

Supóngase que, en el caso de la figura 5.3, se tiene una demanda constante de agua de 56.3 ms/s, La curva masa de demandas es, entonces, una línea recta con pendiente de 56.3 ms/s.

La pendiente de la curva masa de escurrimiento es el gasto que pasa por el sitio; entonces,

cuando la pendiente de la curva de demandas ag es mayor que la de la curva de escurrimiento af, el gasto demandado es mayor que el aportado por el río y viceversa.

Obviamente, en los puntos en que la curva de escurrimiento tiene una pendiente de 56.3, el gasto de aportación es igual al de demanda, como sucede en los puntos b, c y e de la figura 5.3

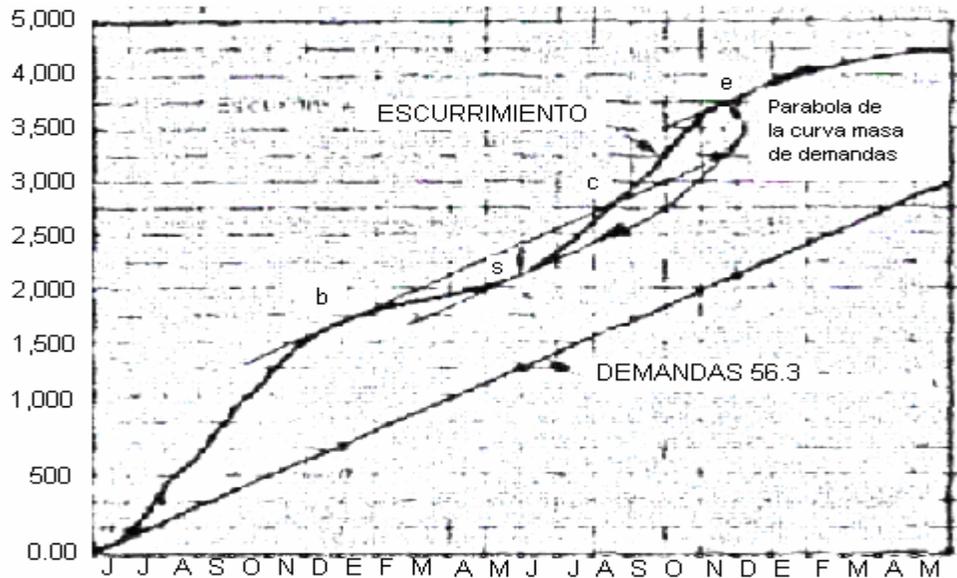


Figura 5.3 Curva masa

Ahora bien, supóngase que el vaso se encuentra lleno en el punto a.

Entonces, se observa lo siguiente:

a) Entre el punto a y el b la demanda es menor que la aportación, por lo que el vaso permanece lleno y el agua sobrante sale por la obra de excedencias.

b) Hasta el punto b, en diciembre del primer año, se ha derramado un volumen igual a la diferencia de ordenadas entre los puntos b y h, que, en el caso de la figura 5.3, es de aproximadamente $1175 \times 10^6 \text{ m}^3$.

c) Del punto b al c el gasto de aportación es menor que el de demanda, por lo que, en este lapso, el volumen almacenado, y por lo tanto también el nivel del agua en el vaso, disminuye.

d) En el punto o se llega al nivel mínimo en el vaso; la máxima diferencia entre el volumen de aportación y el de demanda del punto b al c está dado por la diferencia de ordenadas S entre una recta tangente al punto b y el punto c.

e) Del punto o al e el gasto de aportación es nuevamente mayor que el de demanda y el volumen almacenado aumenta otra vez.

f) Para que durante el lapso indicado por la figura 5.3 no se tenga déficit, es decir, para que no se deje de cumplir con la totalidad de la demanda, el volumen útil mínimo necesario es S . De esta manera, dado que la presa está llena en el punto b , al llegar al punto c , el nivel es el del NAMINO. En estas condiciones, del punto c se incrementa nuevamente el volumen almacenado y en el punto d la presa vuelve a estar llena.

g) Entre el punto d y e de la presa permanece llena y se vuelven a tener derrames.

h) Del punto e en adelante el gasto de aportación es otra vez menor que el de demanda y el volumen almacenado disminuye.

i) La línea abete es una curva masa de salidas totales de la presa (esto es, salidas para cubrir la demanda más derrames) que tiene una pendiente mínima de 56.3 ms/s.

Este método se aplica a todo el periodo de datos, y la máxima diferencia que se encuentre entre una tangente a los puntos tales como el b y el e y otra tangente a los puntos tales como el c será el volumen útil mínimo necesario para satisfacer la demanda, si se repitieran exactamente las aportaciones que se usan como datos. Es obvio que esto nunca sucede, por lo que el volumen útil, así calculado, no garantiza que no haya algún déficit durante la operación de la presa en su vida útil.

Cuando la demanda no es constante, si bien es posible aplicar el método anterior, es más conveniente hacer el análisis numéricamente en lugar de hacerlo en forma gráfica. El algoritmo del pico secuente, que se presenta a continuación, se basa en la misma idea de Rippl, pero tiene la ventaja de que es más fácil de usar, especialmente para demandas variables. Este método se ilustrará con un ejemplo.

Ejemplo: Dada una serie de volúmenes de entrada al vaso X_i y de salida D_i , para satisfacer la demanda durante un lapso de T semanas, meses, años, etc., (columnas 2 y 3 de la tabla 5.1 respectivamente), el algoritmo del pico secuente consiste en:

a) Calcular la entrada neta al vaso ($X_i - D_i$) para $i = 1, 2, \dots, T$ (columna 4) y la entrada neta acumulada $\sum_{j=1}^i (X_j - D_j)$ para $i = 1, 2, \dots, T$ (columna 5).

b) Encontrar el primer pico (valor máximo) de las entradas netas acumuladas, P_1 , el cual equivale a la diferencia de ordenadas entre los puntos b y h de la figura 5.3. En el ejemplo de la tabla 5.1, $P_1 = +175 \times 10^3 \text{ m}^3$.

c) Localizar el pico secuente, P_2 esto es, el siguiente pico mayor que P_1 , el cual es equivalente a la diferencia de ordenadas entre los puntos e y y de la figura 5.3 y, en el caso de la tabla 5.1, $P_2 = +260 \times 10^3 \text{ m}^3$.

d) Entre el primer par de picos, P_1 y P_2 , hallar el valor más bajo de la columna 5 de la tabla 5.1. Este valor corresponde a la diferencia de ordenadas entre los puntos c e e de la figura 5.3 y, por lo tanto, la diferencia $T_1 - P_1$, equivale al volumen S en la figura citada. De la tabla 5.1, $T_1 = -845 \times 10^3 \text{ m}^3$ entonces:

$$S = P_2 - T_1 = [260 - (-845)] \times 10^3 = 1105 \times 10^3 \text{ m}^3$$

- e) Buscar el pico seciente T_2 mayor que P
- f) Encontrar el valor mínimo T_2 que se encuentre entre P_2 , y P_3 y calcular $P_2 - T_2$.
- g) Repetir los pasos e y f para todos los picos secientes de los 27" intervalos de tiempo.

En los ejemplos de la figura 5.3 y la tabla 5.1 no es necesario realizar los pasos e, f y g, pues sólo se tienen dos picos. No obstante, pueden aparecer más picos en un registro más largo.

La capacidad útil mínima necesaria para que no se tenga déficit en el periodo de los datos es, como en el caso de la curva masa:

$$S_u = \max (P_j - T_j) v_j$$

Nuevamente, dado que el periodo de datos nunca se repetirá exactamente igual durante la vida útil de la presa, este volumen útil no garantiza que no habrá déficit.

En el ejemplo de la tabla 5.1 el volumen útil es $P_1 - T_1 = 1\,020 \times 10^3 \text{ m}^3$. En la columna 6 de la misma tabla se han escrito los volúmenes que contendría el vaso si se presentaran los escurrimientos y demandas señalados en las columnas 2 y 3 y si el vaso está lleno al principio del mes 1. Obsérvese que en el mes 5 del segundo año el vaso se vacía totalmente, pero no hay ningún déficit en la satisfacción de la demanda.

Cuando se tiene alguna libertad para variar las demandas, es posible estimar un volumen hidrológicamente "adecuado" mediante una curva que relacione la demanda anual con la capacidad útil, como la que se muestra en la figura 5.4.

Cada punto de esta curva se obtiene mediante un análisis de la curva masa o pico seciente. Si las demandas mensuales son variables, el cociente de la demanda de cada mes entre la anual debe ser el mismo para cada punto de la curva. Normalmente, en una curva como la de la figura 5.4 existe un punto A, tal que para una demanda anual mayor que la correspondiente a dicho punto, un incremento pequeño en las demandas exige un incremento relativamente grande en el tamaño del vaso y viceversa.

mes	$X_i \text{ m}^3$	$D_i \text{ 10}^3 \text{ m}^3$	$(X_i - D_i) \text{ m}^3$	$(X_i - D_i) \text{ 10}^3 \text{ m}^3$	(ac)	Vol. m^3	Derrame 10^3 m^3	Estado del vaso
1	120	220	-100	-100		920		
2	130	250	-120	-220		800		
3	115	305	-190	-410		610		
4	125	480	-355	-765		255		
5	140	305	-165	-930		90		
6	325	250	+75	-855		165		
7	450	220	+230	-625		395		
8	590	180	+410	-215		805		
9	380	150	+230	+15		1020	15	Lleno
10	280	150	+130	+145		1020	130	Lleno
11	190	160	-30	+175		1020	30	Lleno
12	110	200	-90	+85		930		
1	120	220	-100	-15		830		
2	130	250	-120	-135		710		
3	115	305	-190	-325		520		
4	125	480	-355	-680		165		
5	140	305	-165	-845	Ti	0		Vació
6	325	250	+75	-770		75		
7	450	220	+230	-540		305		
8	590	180	+410	-130		715		
9	380	150	+230	+100		945		
10	280	150	+130	+230		1020	55	Lleno
11	190	160	+30	+260	P	1020	30	Lleno
12	110	200	-90	+170		930		

Tabla 5.1 Registro de volumen del vaso

Por lo tanto, un vaso que aproveche la máxima cantidad de agua posible sin ser demasiado costoso tendría que tener el volumen útil correspondiente al punto A.

En la figura 5.4 se observa que, en general, una presa que aprovechará EL 100 % del escurrimiento resulta muy costosa.

Las consideraciones anteriores están basadas en factores hidrológicos únicamente la decisión final tendrá, desde luego, que tomar en cuenta otras consideraciones, como las económicas, sociales, etc.

Con el cálculo de la curva masa o el algoritmo del pico secuente, y una gráfica como la de la figura 5.4 es posible tener una serie de opciones preliminares de volumen útil. Sin embargo, al estar funcionando la presa, aunque los valores medios se conserven, la ocurrencia de varios años secos durante su vida útil puede producir déficit que hagan que la obra deje de ser rentable, o bien la ocurrencia de varios años húmedos puede ocasionar una gran cantidad de desperdicios que pudieran aprovecharse aumentando el volumen útil.

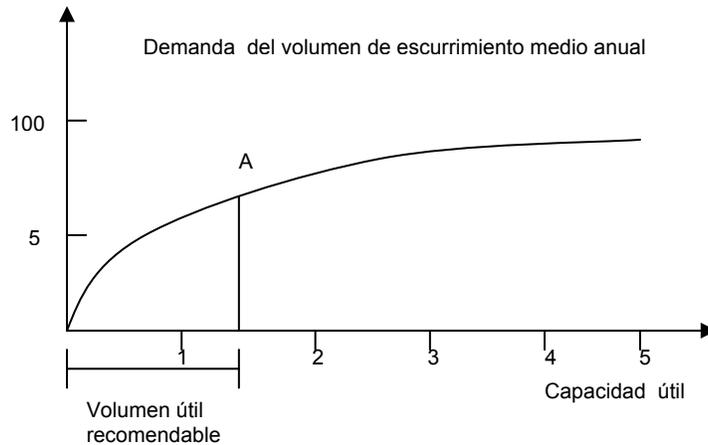


Fig. 5.4 Aprovechamiento del escurrimiento

Además las evaporaciones, que no pueden ser tomadas en cuenta en análisis como los descritos anteriormente, pueden afectar de manera considerable el funcionamiento de la presa. Todos estos aspectos del diseño de vasos de almacenamiento no son tomados en cuenta en los métodos anteriores. Por ello, siempre es necesario corroborar el valor del volumen útil estimado por medio de la simulación del funcionamiento del vaso.

5.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASO

el tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirva para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son:

- a) Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se ponga en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- b) Dimensionar las obras de excedencias.
- c) Fijar el NAME y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías.

El tránsito de avenidas en vaso se usa, como en la simulación del funcionamiento de vasos, la ecuación de continuidad.

$$I - O = \frac{dV}{dt}; \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde:

I = gasto de entrada al vaso

O = gasto de salida del vaso

$\frac{dV}{dt}$ = Variación del volumen almacenado en un tiempo.

o bien variaciones infinitas.

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t}$$

Ec. 5.2

donde los subíndices i e $i + 1$ denotan valores al inicio y final del intervalo de tránsito Δt , respectivamente.

El valor de Δt que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la simulación del funcionamiento de vasos; el primer caso, Δt es el orden de horas, mientras que en el segundo, Δt es en general un mes. Por esto, durante el tránsito de una avenida, términos como la lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes y normalmente se ignoran. En términos globales es recomendable que el Δt que se usa sea menor o igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t = 0.1 t_p$$

Ec. 5.3

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la figura 5.5 antes del tiempo t_0 las condiciones están establecidas y la entrada es igual a la salida. En el intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida, y de acuerdo con la ecuación 5.1 aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por lo tanto, su nivel. En el tiempo t_1 se alcanza el máximo almacenamiento y consecuentemente el máximo nivel del vaso. El área que hay entre los dos hidrogramas entre t_0 y t_1 .

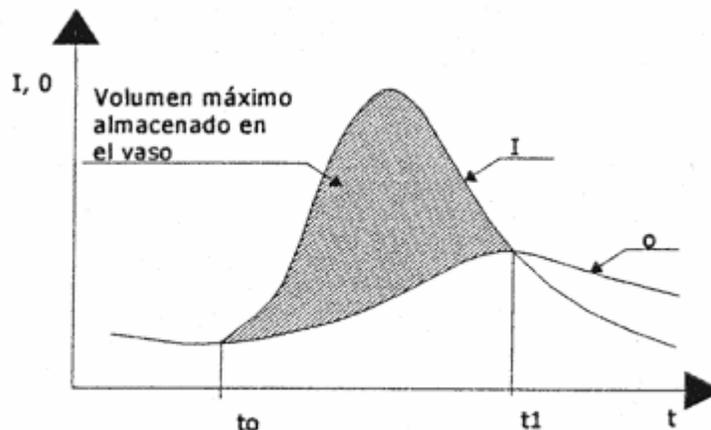


Fig. 5.5 Hidrogramas de entrada (I) y e salida (O)

$$V_s = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt$$

Ec. 5.4

es el volumen máximo almacenado y es, por lo tanto, el volumen de súper almacenamiento requerido para la avenida de entrada $I(t)$ considerada, y el nivel que se tiene en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME necesario para esa misma avenida. Cuando $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas y, por la ecuación 5.3 el volumen en el vaso disminuye.

Al realizar el tránsito de una avenida por un vaso, en cualquier instante dado, se conocen todas las condiciones (I , O y V) en i (Ec. 5.4), se desea conocer en $i + 1$. entonces, la ecuación de continuidad 5.4 tiene dos incógnitas, O_{i+1} y V_{i+1} (obviamente I se conoce para cualquier tiempo), por lo que se requiere otra ecuación para tener un sistema determinado. Esta ecuación es la que liga los gastos que salen por el vertedor con la elevación de la superficie libre del agua, que en general tiene la forma :

$$O_v = CL(E - E_o)^{3/2}, E > E_o$$

Ec. 5.5

donde:

- E = Elevación de la superficie libre del vaso (m)
- E_o = Elevación de la cresta del vertedor (m)
- L = Longitud de la cresta del vertedor (m)
- C = Coeficiente de la descarga
- O_v = Gasto por el vertedor de excedencias (m^3/s)

El coeficiente de descarga C es siempre del orden de 2, y este es un valor suficientemente aproximado para hacer el tránsito de la avenida. Obviamente, si $E < E_o$, $O_v = 0$.

La ecuación 5.5 es válida cuando la descarga por el vertedor es libre; si tiene compuertas y se pretende usarlas durante el paso de la avenida, la ecuación 5.5, se sustituiría por una regla de operación de compuertas previamente establecidas con la limitante de que el gasto de descarga debe ser menor o igual que O_v . Por otra parte se puede pensar en que la obra de toma esté funcionando de manera simultánea al paso de la avenida. Si el gasto descargado por la obra de toma O_T es significativo en relación al descargado por el vertedor O_v , entonces la salida total de la presa será:

$$O = O_v + O_T$$

Ec. 5.6

Así, con las ecuaciones 5.4, 5.5, 5.6 y la curva elevaciones volúmenes del vaso se tiene un sistema de ecuaciones determinado, cuya solución, en cada intervalo de tiempo, proporciona las salidas y los volúmenes en el vaso.

De los procedimientos existentes para el tránsito de las avenidas en vasos se presentan dos: uno semigráfico, útil para cálculos manuales, y uno numérico, que conviene utilizar cuando se cuenta con una computadora o una calculadora programable.

5.3.1 MÉTODO SEMIGRÁFICO

La ecuación de continuidad, también puede escribirse en la forma:

$$I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$$

Ec. 5.7

donde los términos desconocidos se han puesto del lado derecho de la ecuación. Dado que tanto V_{i+1} dependen del nivel en el vaso, antes de realizar el tránsito conviene trazar una gráfica auxiliar que relaciona $\frac{2V}{\Delta t} + O$ con O para cada elevación. Para trazar

dicha gráfica los pasos a seguir son:

- Se fija el Δt que se usará en el cálculo
- Se fija un valor de E , mayor que E_o
- Se calcula O con las ecuaciones;

$$O_v = CL(E - E_o)^{3/2}, \quad E > E_o$$

$$O = O_v + O_T$$

- Se determina V con

- la curva elevaciones – volúmenes – del vaso
- Se calcula

$$\frac{2V}{\Delta t} + O$$

- Se regresa al punto b tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos
- Se dibuja la curva

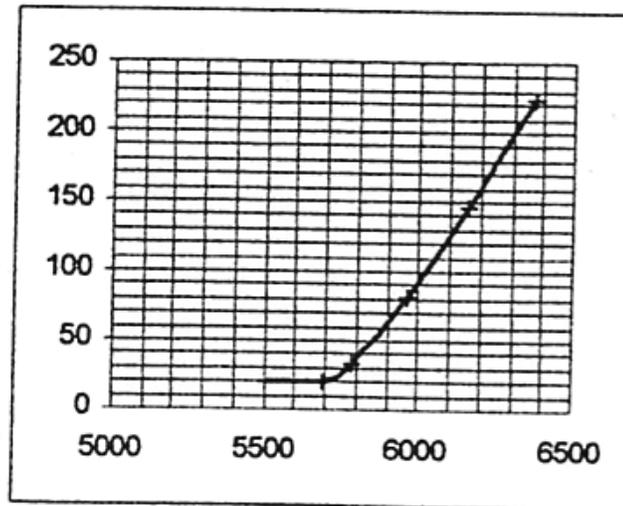


Fig. 5.6 Curva elevación-volumen

Una vez dibujada la curva , se utiliza el siguiente procedimiento para el tránsito de la avenida:

1.- Se fija el nivel inicial en el vaso E_i ; en general conviene que este nivel inicial sea NAMO para hacer el tránsito en las condiciones mas desfavorables.

2.- Se calculan las salidas O_i y el volumen V_i correspondiente a la elevación E_i .

3.- Se calcula $\frac{2V}{\Delta t} + 0$

4.- Con los gastos I_i e I_{i+1} , conocidos de la avenida de entrada y el resultado del inciso anterior ,

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1}$$

se calcula usando la ecuación de la continuidad

$$I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - 0_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1}$$

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1} = I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - 0_i \right)$$

$$\frac{2V}{\Delta t} + 0$$

5.- Con el resultado anterior y la curva contra O , se determina O_{i+1}

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$$

6.- Se resta O_{i+1} dos veces de. Con esto se tiene;

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$$

7.- Se pasa al siguiente intervalo (esto es , hace $i = i+1$) se vuelve al paso 4, tantas veces como sea necesario para terminar con el hidrograma de entrada.

Ejemplo : realizar el tránsito de avenidas para el hidrograma que se muestra en la siguiente figura y donde el embalse de presa tiene la siguiente ecuación para la curva de elevaciones- volúmenes.

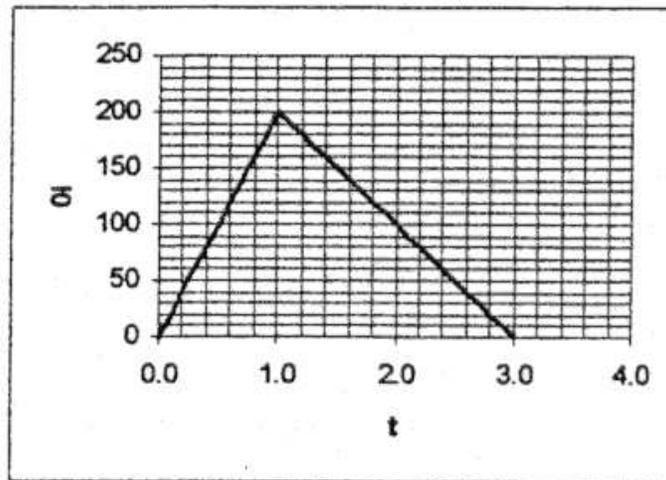


Fig. 5.7 Hidrograma de tránsito de avenidas

Volumen de embalse: $V = E^{1.18}$

La elevación del NAMO es: 50.4 m

El vertedor es de cresta libre con longitud de 15 m

Coefficiente de descarga: 2

La salida por la obra de toma es constante: $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución :

La ecuación de salida es :

$$\begin{aligned}
 0 &= CI(E - E_o)^{\frac{3}{2}} + O_r \\
 0 &= 2 \times 15 (E - 50.4)^{\frac{3}{2}} + 20 \\
 0 &= 30 (E - 50.4)^{\frac{3}{2}} + 20
 \end{aligned}$$

si $E > 50.4$ m, si $E < 50.4$ m, o $o = O_T = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, se usará $\Delta t = 0.1 \text{ h} = 360 \text{ s}$.

A) se muestran los cálculos para la curva

$$\frac{2V}{\Delta t} + 0$$

E	V	O	$\frac{2V}{\Delta t} + 0$
m	10^3 m^3	m^3/s	m^3/s
50.4	1020.63	20.00	5690.16
51.0	1034.98	33.94	5783.84
52.0	1058.97	80.72	5963.89
53.0	1083.04	145.77	6162.67
54.0	1107.20	224.92	6376.01

Tabla 5.2 Cálculo de la curva masa

$$\frac{2V}{\Delta t} + 0$$

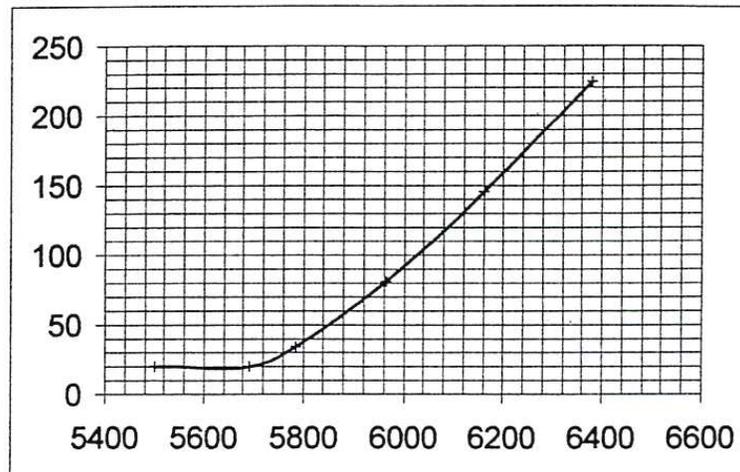


Fig. 5.8 Gráfica de la curva

B) tránsito de la avenida

t	i	I_i	$I_i + I_{\text{H}}$	$\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$	$\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$	O_i	V_i	E_i
hrs.		m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	10^3m^3	m
0.0	0	0	20	5670.17	5690.17	20	1020.63	50.40
0.1	1	20	60	5650.17	5710.17	25	1017.03	50.25
0.2	2	40	100	5660.17	5760.17	29	1018.83	50.32
0.3	3	60	140	5702.17	5842.17	50	1026.39	50.64
0.4	4	80	180	5742.17	5922.17	74	1033.59	50.94
0.5	5	100	220	5774.17	5994.17	97	1039.35	51.18
0.6	6	120	260	5800.17	6060.17	116	1044.03	51.38
0.7	7	140	300	5828.17	6128.17	135	1049.07	51.59
0.8	8	160	340	5858.17	6198.17	158	1054.47	51.81
0.9	9	180	380	5882.17	6262.17	183	1058.79	51.99
1.0	10	200	390	5896.17	6286.17	189	1061.31	52.10
1.1	11	190	370	5908.17	6278.17	187	1063.47	52.19
1.2	12	180	350	5904.17	6254.17	179	1062.75	52.16
1.3	13	170	330	5896.17	6226.17	169	1061.31	52.10
1.4	14	160	310	5888.17	6198.17	158	1059.87	52.04
1.5	15	150	290	5882.17	6172.17	147	1058.79	51.99
1.6	16	140	270	5878.17	6148.17	139	1058.07	51.96
1.7	17	130	250	5870.17	6120.17	132	1056.63	51.90
1.8	18	120	230	5856.17	6086.17	123	1054.11	51.80
1.9	19	110	210	5840.17	6050.17	112	1051.23	51.68
2.0	20	100	190	5826.17	6016.17	103	1048.71	51.57
2.1	21	90	170	5810.17	5980.17	92	1045.83	51.45
2.2	22	80	150	5796.17	5946.17	80	1043.31	51.35
2.3	23	70	130	5786.17	5916.17	71	1041.51	51.27
2.4	24	60	110	5774.17	5884.17	62	1039.35	51.18
2.5	25	50	90	5760.17	5850.17	52	1036.83	51.08
2.6	26	40	70	5746.17	5816.17	43	1034.31	50.97
2.7	27	30	50	5730.17	5780.17	32	1031.43	50.85
2.8	28	20	30	5716.17	5746.17	28	1028.91	50.75
2.9	29	10	10	5690.17	5700.17	23	1024.23	50.55
3.0	30	0	0	5654.17	5654.17		1017.75	50.28

Tabla 5.3 Tránsito de avenidas

5.4 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES

Los canales se construyen igualmente como obras hidráulicas para fines de tráfico y de obtención de energía, pero también con fines de abastecimiento y evacuación. La construcción de canales y vías fluviales puede cumplir, por lo tanto, funciones de aprovechamiento y protección.

En los canales, el nivel del agua se mantiene generalmente constante o es modificado dentro de límites definidos. Por lo tanto, los canales, salvo pocas excepciones, no son "aguas corrientes" sino "zonas de aguas quietas". Debido a las pérdidas inevitables por infiltración y evaporación, a menudo tienen que ser "alimentados" artificialmente.

Si el nivel de agua de los canales es más alto en algunas zonas que el terreno natural, o si el canal discurre a lo largo de un declive, debe prestarse atención especial a la impermeabilidad del canal y a la seguridad contra fracturas del fondo, a fin de evitar riesgos de inundaciones.

Normalmente, el sitio donde se miden los escurrimientos o donde se encuentra una presa para control de inundaciones se localiza varios kilómetros aguas arriba del punto donde las avenidas pueden causar daños, debido a las condiciones topográficas y geológicas que deben existir para construir una presa o las que deben reunir para instalar una estación hidrométrica.

Es necesario para ello contar con métodos que permitan conocer la variación de un hidrógrama al recorrer un tramo de cauce, para poder determinar el efecto de presas reguladoras en tramos aguas abajo, para diseñar bordos de protección contra inundaciones, etc. La simulación de la variación de un hidrógrama al recorrer un cauce se conoce como tránsito de avenidas en cauces.

El tránsito de caudales es un procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud del caudal (es decir, el hidrógrama de caudal) en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos. Al igual que con los vasos de almacenamiento, los nos funcionan también como un almacenamiento alargado y tienen la cualidad de modificar el hidrógrama de entrada al cauce durante su recorrido o tránsito. Si el flujo es una creciente, el procedimiento se conoce específicamente como tránsito de crecientes.

En un sentido más amplio, el tránsito de caudales puede considerarse como un análisis para seguir el caudal a través de un sistema hidrológico, dada una entrada. Para conocer la respuesta (hidrógrama de salida) de un cauce, también se hace uso de la ecuación de continuidad. Este problema es similar al tránsito de avenidas en vasos en el sentido de que el río mismo es también una especie de almacenamiento y gasto de salida. Sin embargo existen algunas dificultades como:

- a.- Con frecuencia no se tienen planos topográficos precisos del tramo y la relación descargas - volúmenes no se conocen.
- b.- Casi siempre se tienen entradas a lo largo del tramo, adicionales a las de la sección aguas arriba, que no son conocidas.
- c.- El nivel de la superficie libre del agua no es horizontal, como sucede en el caso de vasos, lo que implica que un mismo tirante en el extremo final del tramo se puede formar para diferentes gastos de salida.

Los métodos existentes para el tránsito de avenidas en cauces se pueden dividir en dos tipos: hidrológicos e hidráulicos; o dicho de otra manera los tipos de tránsitos se pueden llamar agregado y distribuido respectivamente.

TRÁNSITO AGREGADO DE CRECIENTES

El tránsito agregado de crecientes es un tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma. Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático.

TRÁNSITO DISTRIBUIDO DE CRECIENTES

MÉTODOS HIDRÁULICOS

Este tipo de modelos está basado en las ecuaciones a derivadas parciales para flujo unidimensional, que permiten calcular las variaciones temporales y espaciales del caudal y del nivel de agua. Los métodos hidrológicos permiten también obtener, el nivel del agua asociado al caudal determinado, considerando un régimen permanente variado en el lugar de interés. La ventaja de los métodos hidráulicos, reside entonces, en el hecho de que al efectuar el cálculo simultáneo de las dos variables el modelo se aproxima en mejor forma a las condiciones reales de flujo no permanente variado que ocurren durante la propagación de crecidas.

En los métodos hidráulicos se utilizan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento para escurrimiento no permanente para calcular las características en el desplazamiento de la onda. Este par de ecuaciones conforman las así llamadas ecuaciones de Saint-Venant, donde para su desarrollo se efectúan las siguientes hipótesis:

El flujo es unidimensional, es decir la profundidad y velocidad varían sólo en la dirección del escurrimiento. Esto significa que la velocidad es constante y que la superficie libre horizontal, en cualquier sección transversal es perpendicular al escurrimiento.

El flujo varía gradualmente en la canalización, lo que equivale a decir que la distribución de presiones a lo largo de la vertical es hidrostática, o que la aceleración vertical es pequeña (se puede despreciar las aceleraciones verticales).

La pendiente media en el fondo del canal es tan pequeña que

$$\begin{aligned}\text{Sen}(\alpha) &= \tan(\alpha) \text{ y} \\ \text{Cos}(\alpha) &= 1\end{aligned}$$

;y el fondo es fijo, de modo que los efectos de depositación y socavación son despreciables.

Las pérdidas por fricción en el flujo no permanente son esencialmente iguales a las del flujo permanente; por lo tanto, relaciones como la ecuación de Manning pueden usarse para discutir los efectos friccionantes.

El fluido es incompresible y tiene una densidad ρ constante a través del flujo. De entre todas ellas, la hipótesis básica en la teoría de las ondas en aguas poco profundas es que la presión varía hidrostáticamente en la vertical.

De acuerdo a los términos que considere la ecuación de movimiento, se pueden clasificar en los siguientes modelos de onda:

Modelo de Onda Inercial, donde se consideran únicamente las fuerzas de inercia y de presión en la ecuación de movimiento.

Modelo de Onda Cinemática, donde desprecia los términos de la inercia y el gradiente de presión, en comparación con los de fricción y gravedad, es decir, el caudal es sólo función del calado.

Modelo de Onda difusiva, donde desprecia en la ecuación de movimiento el término aceleración inercial, pero tomando en cuenta los de gravedad, fricción y gradiente de presión.

Modelo de Onda Dinámica, que es la más general para el tránsito de crecidas, porque considera la ecuación de movimiento (Ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento) completa, es decir con todos los que representan el flujo no permanente gradualmente variado, siendo estos términos los de: inercia, presión, gravedad y fricción.

El NAME corresponderá a 52.19

$$h_{\max} = 52.19 - 50.40 = 1.79\text{m}$$

El super almacenamiento es:

$$1063.47 - 1020.63 \times 10^3 = 42840 \text{ m}^3$$

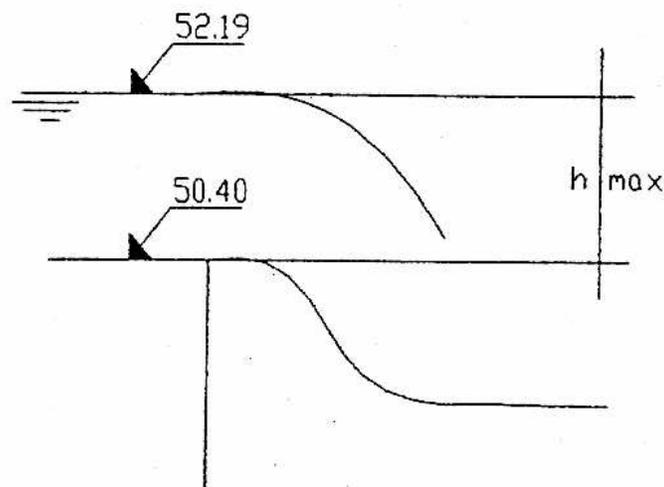


Fig. 5.9 Comportamiento del flujo en una crecida

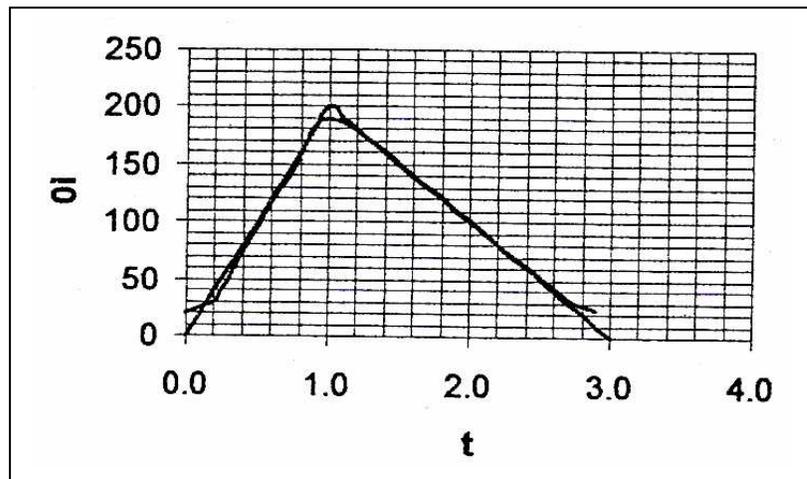


Fig. 5.10 hidrógramas de entrada y salida

Tomando como base la canalización esquematizada en la Fig. 5.10 para el volumen de control (v.c.) individualizado, la ecuación de continuidad en régimen inpermanente puede escribirse como:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} \rho dV + \iint_{s.c.} \rho \bar{V} \cdot d\bar{A} = 0 \quad \text{Ec. 5.8}$$

Considerando que al volumen de control de longitud dx , entra un caudal Q a través de la superficie de control (s.c.) de aguas arriba y un caudal lateral uniformemente distribuido q , entonces:

$$\iint_{\text{Entrada}} \rho \cdot V \cdot dA = -\rho(Q + qdx) \quad \text{Ec. 5.9}$$

Esta integral resulta negativa dado que el vector normal a la superficie de entrada A y el vector velocidad v tienen direcciones contrarias. Por otra parte, en el extremo de aguas abajo sale a través de la superficie de control:

$$\iint_{\text{Salida}} \rho \cdot \bar{V} \cdot d\bar{A} = \rho(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx) \quad \text{Ec. 5.10}$$

La variación de masa en el interior del volumen de control, puede expresarse como:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{c.v.} \rho dV = \frac{\partial(\rho A dx)}{\partial t}$$

Ec. 5.11

Donde se usa la derivada parcial puesto que se está considerando un volumen de control fijo (aunque el nivel del agua puede variar en su interior).

Suponiendo que la densidad del fluido es constante reemplazando en la ecuación 5.8 y reordenando, se llega a:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0$$

Ec. 5.12

en donde:

Q : es el caudal

X : es la distancia de menor pendiente

A : es el área de la sección transversal al flujo

t : el tiempo

q : es el flujo lateral de entrada o salida por unidad de longitud del canal.

Esta ecuación es válida tanto para un canal prismático como para uno no prismático.

Si se desprecia el caudal de aporte y se considera el flujo por unidad de ancho, entonces la ecuación de Saint-Venant quedará:

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Ec. 5.13

Ecuación de Cantidad de Movimiento

Usando el teorema del transporte de Reynolds, la segunda ley de Newton puede expresarse como:

$$\sum \bar{F} = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} \bar{V} \rho dV + \iint_{s.c.} \bar{V} \rho \bar{V} \cdot dA$$

Ec. 5.14

Esta ecuación establece que, la suma de las fuerzas aplicadas al volumen de control es igual a la tasa de variación de cantidad de movimiento o momentum a través de las paredes del volumen de control.

Las fuerzas que actúan sobre el volumen de control, en la dirección del movimiento (eje x) corresponden a las de gravedad F_g , de fricción F_f , de contracción o expansión F_e debido a los cambios abruptos de la sección transversal, del viento sobre la superficie libre F_w y de presión F_p de modo que:

$$\sum F = F_g + F_f + F_e + F_w + F_p \quad \text{Ec. 5.15}$$

Para el volumen de control señalado en la Fig. 5.4.1, considerando que la pendiente de canalización n , S_0 es pequeña, entonces, la fuerza de gravedad se escribe como:

$$F_g = \rho g A dx \sin \theta \approx \rho g A S_0 dx \quad \text{Ec. 5.16}$$

La fuerza de fricción, debido al esfuerzo de corte en el fondo y las paredes, se expresa en función de la pendiente de la línea de energía, S_f , de modo que:

$$F_f = -\rho g A S_f dx \quad \text{Ec. 5.17}$$

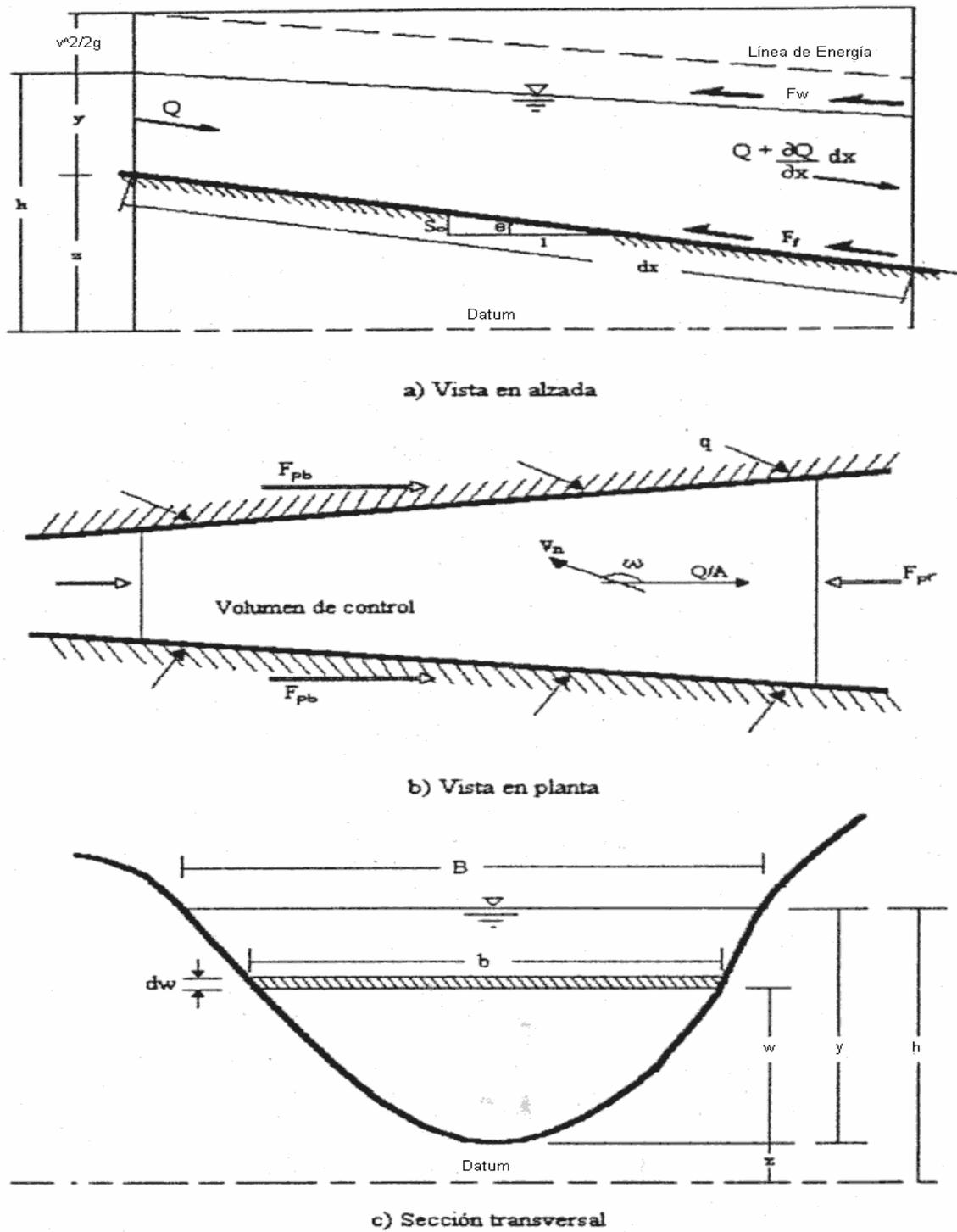
Ecuación de Continuidad


Fig. 5.11 Representación gráfica de la ecuación de continuidad

La fuerza debido a las expansiones o contracciones bruscas puede obtenerse en función de la pendiente de energía, S_e que se obtiene para la pérdida singular, es decir:

$$F_e = pgAS_e dx \quad \text{Ec. 5.18}$$

Donde, si K_e es el coeficiente de pérdida singular, entonces:

$$S_e = \frac{K_e}{2g} \frac{\partial(Q/A)^2}{\partial x} \quad \text{Ec. 5.19}$$

La fuerza debido al viento, considerando que existe una velocidad del agua relativa a la del aire a V_r , puede obtenerse como:

$$F_w = p \frac{-pC_f / V_r / V_r B dx}{2} \quad \text{Ec. 5.20}$$

Donde, C_r es el coeficiente de esfuerzo de corte y B es el ancho superficial.

En Fig. 5.11 se observa que la fuerza de presión no equilibrada es el resultado de las fuerzas de presión que actúan en la sección de entrada (F_{pe}) y salida (F_{ps}) del volumen de control y de la fuerza de presión que se ejerce sobre las paredes (F_{pp}), es decir:

$$F_p = F_{pe} - F_{ps} + F_{pp} \quad \text{Ec. 5.21}$$

Puede demostrarse (Ven Te Chow), que la fuerza neta de presión resulta:

$$F_p = pgA \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad \text{Ec. 5.22}$$

Sustituyendo en la Ec. 5.15, se obtiene:

$$\sum F = -pgS_0 dx - pgAS_f dx - pgAS_e dx - W_f B p dx - pgA \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad \text{Ec. 5.23}$$

El flujo neto de salida de momento a través de las paredes del volumen de control se expresa como:

$$\iint_{s.c} \bar{V} p \bar{V} dA = -p \left[\beta x_x q - \frac{\partial(\beta v Q)}{\partial x} \right] dx \quad \text{Ec. 5.24}$$

Donde β es el coeficiente Boussinesq y V_x es al componente de la velocidad, en la velocidad del eje x , del caudal lateral q .

La variación de cantidad de movimiento en el interior del volumen de control se expresa como:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{v.c} \bar{V} p dV = p \frac{\partial Q}{\partial t} dx \quad \text{Ec. 5.25}$$

Sustituyendo en la Ec. 5.14, dividiendo por $r^* dx$, reemplazando V como Q/A y reordenando se llega a:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f + S_e \right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad \text{Ec. 5.26}$$

Donde:

h = cota de la superficie de agua

x = distancia longitudinal a lo largo del canal o río

t = tiempo

A = área activa de la sección transversal de flujo

A_o = área inactiva de la sección transversal del almacenamiento muerto fuera del canal (entrada es con signo positivo y salida con signo negativo).

q = flujo de entrada o salida lateral por unidad de longitud a lo largo del canal (entrada es con signo positivo y salida es con signo negativo).

g = aceleración de la gravedad

S_f = pendiente de fricción límite

S_e = pendiente del fondo del canal

S_s = pendiente de contracción expansión

B = ancho del canal de la superficie de agua

W_f = fuerza cortante del viento

v_x = velocidad del flujo lateral en la dirección principal del flujo del canal

La profundidad y puede reemplazarse por la elevación h señalada en le Fig. 5.9

$$h = y + z \quad \text{Ec. 5.27}$$

Donde z es la elevación del fondo del canal con respecto a un plano de referencia (nivel medio del mar). Derivando la Ec. 5.27 con respecto a la distancia longitudinal a lo largo del canal x es:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \quad \text{Ec. 5.28}$$

Pero $\partial z / \partial x = -S_0$, luego:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + S_0 \quad \text{Ec. 5.29}$$

De esta manera la Ec. De cantidad de movimiento puede escribirse también como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad \text{Ec. 5.30}$$

Si se desprecia las pérdidas de energía el flujo lateral y el efecto del viento; entonces la Ec. De cantidad de movimiento quedará:

$$-\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial T} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{\partial y}{\partial x} + S_0 = S_f \quad \text{Ec. 5.31}$$

5.4.1 MÉTODO DE MUSKINGUM

Fue desarrollado por Mc Carthyen 1969, y aplicado al río Muskingum. El método se basa en la Ec. De la continuidad y de almacenamiento que pondera el efecto del escurrimiento de entrada y de salida del tramo; este método se usa para manejar relaciones variables del caudal – almacenamiento. Moldea el almacenamiento volumétrico de la avenida en un cause de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma (Fig. 5.10). Durante el avance de la onda de avenida el caudal de entrada es mayor en el caudal de salida, y se tiene un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada, y se tiene una cuña negativa.

Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que se forma por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del cause. Se considera que el escurrimiento y el almacenamiento del tramo están relacionados con el nivel a lo largo del tramo de la siguiente relación:

$$O = a * y^n \quad \text{Ec. 5.32}$$

$$S = b * y^m \quad \text{Ec. 5.33}$$

Donde:

O = escurrimiento

S = almacenamiento

y = profundidad media, se desprecia la variabilidad a lo largo del tramo

a,b,n,m = parámetros

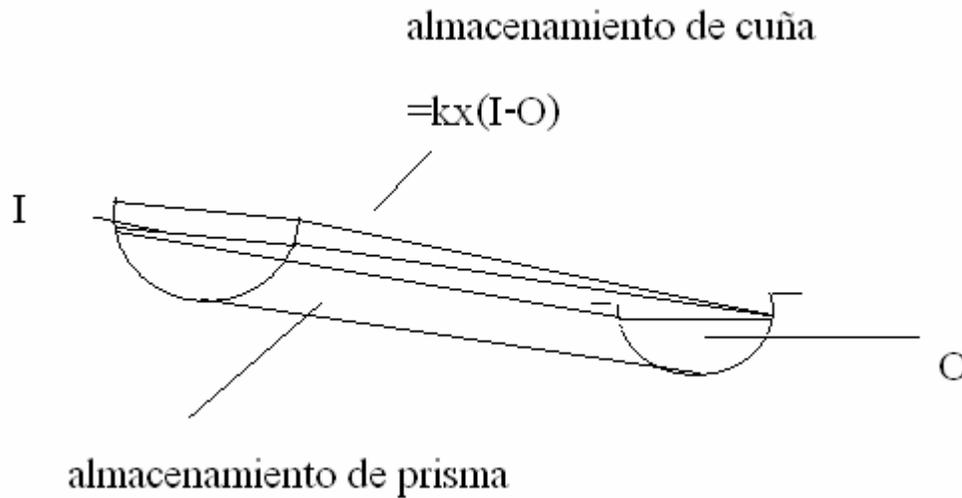


Fig. 512 Forma de almacenamiento

Ponderando la escorrentía y combinando las ecuaciones anteriores tenemos:

$$O = x * I + (1 - X) * Q = A * Y^n \quad \text{Ec. 5.34}$$

$$S = \frac{b}{a^{m/n}} * (x * I + (1 - X) * Q)^{m/n} \quad \text{Ec. 5.35}$$

Donde: I es el caudal de entra y Q la de salida y se adopta $m/n = 1$ y $K = b/a$ (parámetro de almacenamiento) de lo cual resulta:

$$S = K * (X * I + (1 - X) * Q) \quad \text{Ec. 5.36}$$

La Ec. De continuidad, despreciando la variación longitudinal de escurrimiento y área en el tramo, queda:

$$\frac{ds}{dt} = I - Q \quad \text{Ec. 5.37}$$

Derivando la Ec. de S y reemplazando en la Ec. anterior y despejando convenientemente resulta:

$$Q_{I+1} = C_1 * I_{I+1} + C_2 * I_I + C_3 * Q_I \quad \text{Ec. 5.38}$$

Que es la Ec de transito para el método de Muskingum donde:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2 * K * X}{2 * K * (1 - K) + \Delta t} \quad \text{Ec. 5.39}$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2 * K * X}{2 * K * (1 - K) + \Delta t} \quad \text{Ec. 5.40}$$

$$C_3 = \frac{2 * K * (1 - X) - \Delta t}{2 * K * (1 - K) + \Delta t} \quad \text{Ec. 5.41}$$

Siendo la suma de C 1, C 2 y C 3 igual a uno, K y Δt deben tener las mismas unidades de tiempo. Δt está en el siguiente intervalo para que C1 y C2 sea positivo y tenga sentido físico.

$$2 * X * K < \Delta t < 2 * (1 - X) * K \quad \text{Ec. 5.42}$$

Donde K es una constante de almacenamiento, cercano al tiempo de viaje de la onda en el tramo y X es un factor de ponderación del almacenamiento debido al flujo que entra y que sale:

$$0 \leq X \leq 0.5$$

Si $X = 0$, $S = K * Q$, es el caso del reservorio lineal e indica que la atenuación de la onda es por efecto únicamente de almacenamiento.

Si $X = 0.5$, el fenómeno resulta una pura traslación de la onda de crecida, es decir no presenta amortiguamiento. El valor mas común esta entre 0.1 y 0.3 tomando una medida de 0.2.

Los parámetros K y X pueden ser determinados mediante el ajuste de la función de almacenamiento:

$$S = X * K * I + (1 - X) * K * Q = a * I + b * Q \quad \text{Ec. 5.43}$$

Con la Ec 5.14 es posible hacer el transito de cualquier avenida por el tramo Δt y los valores de K y X.

$$S_{I+1} = \frac{\Delta t}{2} * (I_{I+1} + I_I - Q_{I+1} - Q_I) + S_I \quad \text{Ec. 5.44}$$

Si se dibuja la Ec 5.12 en una grafica tomando V como ordenada y $(xI+(1-x)O)$ como abscisa se obtendrá una línea recta con pendiente K por otra parte, el volumen almacenado en el tramo hasta un tiempo t_o dado es el área acumulada entre el hidrógrama de entrada y de salida, es decir:

$$v = \int_0^{t_0} (I - O) dt \quad \text{Ec. 5.45}$$

MÉTODO DE MUSKINGUM-CUNGE

Cunge básicamente relaciona matemáticamente los valores de K y X en función de las características físicas del río; lo cual queda:

$$X = \frac{1}{2} - \frac{1}{3} * \left[1 - \frac{F^2}{4} \right] * \frac{y_0}{S_0 * \Delta x} \quad \text{Ec. 5.46}$$

$$K = \frac{2 * \Delta x}{3 * v_0} \quad \text{Ec. 5.47}$$

Donde:

S_o = pendiente media del tramo en porcentaje

V_o = velocidad media del flujo en el tramo, en m/s

y_o = profundidad media del flujo, en m.

Δx = longitud del tramo, km.

F = numero de Fraude, dado por:

$$F = \frac{v_o}{\sqrt{g * y_o}} \quad \text{Ec. 5.48}$$

g = aceleración de la gravedad en m/n

Una ventaja importante de este método, consiste en que el mismo permite que el hidógrama completo se obtenga en las secciones transversales requeridas en lugar de requerir la solución a lo largo de todo el canal completo para cada intervalo del tiempo.

CAPÍTULO VI

6.1.- INUNDACIONES.



Se conocen como Zonas Inundables a las que son anegadas durante eventos extraordinarios, por ejemplo aguaceros intensos, crecientes poco frecuentes o avalanchas. Año con año infinidad de ríos se desbordan, ocasionando con esto, inundaciones en varios estados de la República Mexicana, lo cual genera miles de damnificados, decenas de muertos y pérdidas millonarias a causa de los daños materiales. Se puede mencionar que han ocurrido mas 50 inundaciones en los últimos 20 años en diversos estados de nuestro país.

En 1989 varios ríos sufrieron desbordamientos, provocando inundaciones en diferentes poblaciones y zonas agrícolas; lo anterior ocurrió en los estados de Colima, Chihuahua, Hidalgo, México, Oaxaca, Tlaxcala, Sonora y Veracruz.

Para el año de 1990, la situación no vario mucho; se presentan inundaciones en los estados de México, Tlaxcala, Tamaulipas, Querétaro, Puebla, Chiapas, Michoacán, Chihuahua, Nayarit; ocasionando los consabidos daños.

En 1991 se presentan inundaciones desde el mes de enero en el estado de Sinaloa, con fuertes repercusiones en la zona de la región lagunera; que han venido incrementando en gran medida las estadísticas de daños que se tienen debido a esta problemática.

Para el año de 1997, se tienen inundaciones en el estado de Guerrero y en el año de 1998 también en el estado de Chiapas.

En el año de 1999, se tienen desbordamientos en los ríos e inundaciones en los estados de Veracruz, Tabasco y de manera severa en los estados de Puebla e Hidalgo.

A continuación se muestran algunos datos comparativos que de una forma clara, muestran su importancia y daños que pueden ocasionar, como lo es el número de pérdidas de vidas humanas por diferentes fenómenos.

1. Ciclones y huracanes	500 000	pérdidas
2. Terremotos	450 000	pérdidas
3. Inundaciones	200 000	pérdidas
4. Tormentas y tornados	30 000	pérdidas
5. Otros	41 000	pérdidas

En México tan solo por este fenómeno se han tenido pérdidas de aproximadamente 10 000 vidas humanas* y cerca de 100 millones de dólares por año*, debido a daños materiales y a la agricultura hechos que justifican ampliamente el desarrollo de este trabajo

Definición:

Es un desbordamiento de agua, una extensión de agua que hunde la tierra, un diluvio. La palabra se aplica a la afluencia de la marea, en comparación con la salida o el desborde del mar. La inundación, fue el gran diluvio universal que aparece en la Biblia, cuando Noé hizo el Arca. En muchas regiones áridas del mundo, el suelo tiene características muy pobres para retener el agua, cuando la cantidad de precipitación excede la capacidad de la tierra de absorber el agua.

Descripción:

Las inundaciones se definen como la sumersión del agua en zonas o áreas que en



condiciones normales se encuentran secas, por efecto del ascenso temporal de un río, lago u otro.

Principales factores que influyen en la incidencia de inundaciones:

- Fenómenos Naturales
- Lluvia estacional



Foto 6.1 Fuerte Tormenta

Las inundaciones:

Generalidades

Aneagación, riada, inundación... muchos son los términos empleados para definir la circunstancia en que en un momento y en un lugar determinados el agua ocupa una superficie donde su presencia y su cantidad no son habituales. Este aporte extraordinario puede presentarse en forma circulante o estancada; en este sentido, aneagación haría referencia a una acumulación de agua en un lugar determinado sin formación de corrientes y riada, a un caudal circulante con fuertes corrientes por desbordamiento de un río. Cuando son utilizados, no se tiene en cuenta la zona que cubren, ya sea ésta un tramo de carretera, una huerta, un tierra deshabitada y sin uso, o una vivienda.

A pesar de la amplia terminología existente y la propiedad o impropiedad con que se utilizan, aquí vamos a considerar como inundación aquella que es producida por las precipitaciones, las acciones del mar, el desbordamiento de los ríos y la rotura u operación incorrecta de obras de infraestructura hidráulica (presas principalmente), acciones que en no pocas ocasiones tienden a conjugarse con otros factores y a agravar por tanto los resultados.

Tipos de inundaciones

INUNDACIONES POR PRECIPITACIONES "IN SITU"

Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo. Lógicamente, es el primero de estos casos el que conlleva el mayor peligro para la Población y sus bienes y el que plantea los principales inconvenientes a los servicios de Coordinación e intervención para prevenir y controlar sus daños. Las precipitaciones torrenciales que se acumulan peligrosamente en un lapso muy breve de tiempo, hacen que el

tiempo de respuesta de los servicios de emergencia sea más reducido.

INUNDACIONES POR ACCIONES DEL MAR

Las inundaciones que el mar puede llegar a ocasionar pueden clasificarse en dos tipos de acciones: dinámicas y estáticas. Son acciones dinámicas del mar aquellas que son provocadas por un tsunami o maremoto, siendo un ejemplo anecdótico de ello el maremoto que tuvo lugar en Cádiz a finales del s. XVIII tras registrarse un fuerte sismo en el banco Gorringe, una sima marina de más de 4.000 metros de profundidad, al suroeste del Cabo de San Vicente. No obstante, este tipo de inundaciones son prácticamente inexistentes en esta zona del planeta.

Las acciones estáticas del mar no originan por sí mismas las inundaciones pero contribuyen de manera directa a su generación, ya que con marea alta y fuertes índices de pleamar obstaculizan el drenaje de los ríos en sus desembocaduras, es decir, frenan la evacuación de las aguas fluviales al mar abierto, que es su desagüe natural final. Este factor y las fuertes corrientes de aire hacia el interior se suelen unir a las crecidas de los cursos fluviales agravando las consecuencias de sus avenidas, fenómeno que está lejos de ser extraordinario en todo el perímetro costero nacional y principalmente en el litoral Atlántico y Cantábrico, donde los reflujos de las mareas son más notables e intensos.

INUNDACIONES POR DESBORDAMIENTOS DE LOS RÍOS

La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos hay que atribuirlos en primera instancia a un excedente de agua, igual que la sequía se atribuye al efecto contrario, la carencia de recursos hídricos. El aumento brusco del volumen de agua que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse produce lo que se denomina como avenida o riada. Una avenida es el paso por tramos de un río, de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles de agua. Sus efectos pueden ser tan perniciosos que pueden causar:

- Peligro para la vida de las personas
- Peligro para la vida animal
- Daños en las explotaciones agrícolas y ganaderas
- Inundación de riberas
- Daños en las vías de comunicación
- Daños en edificaciones
- Daños en las presas y otras obras hidráulicas
- Cambios en el curso de los ríos

La aportación de agua al suelo se produce como consecuencia de la climatología, es decir, las precipitaciones; sin embargo, esta causa general no debe conducirnos a un error. Los cauces de los ríos y arroyos no permanecen siempre inalterados, no son rectos ni uniformemente anchos, no tienen la misma permeabilidad, no son ajenos a las construcciones antrópicas, sino que en general están afectados por los deslizamientos del terreno, los arrastres de sólidos, la acumulación de sedimentos, los meandros, los estrechamientos, los puentes que se construyen para vadearlos, las represas, las obstrucciones del ramaje, la deforestación...



Foto 6.2

Pero la razón más importante del desbordamiento de los ríos (fig. 6.2) es sin duda la provocada por las avenidas, fenómeno que sólo o en combinación con las causas anteriormente citadas provocan el rebosamiento de los cauces y la consiguiente inundación de sus



márgenes.

Son por ello especialmente conflictivas las zonas muy llanas, los meandros y los puntos en los que los ríos se estrechan o pierden profundidad por falta de dragado, especialmente en las desembocaduras donde se acumula el limo y la tierra arrastrada por la corriente.

Hay que considerar de manera muy especial la creciente desaparición de la cubierta vegetal. El agua de lluvia es por naturaleza viajera y desde que se precipita sobre la tierra sufre los procesos de filtración, drenaje, retención, evaporación y consumo. La cubierta vegetal cumple entonces una función muy destacada al evitar el impacto directo de las gotas de agua sobre el terreno, impidiendo su erosión, al mismo tiempo que con sus raíces absorbe una parte de ella o dificulta su avance hacia los ríos, prolongando en éstos su tiempo de concentración. Además colabora en la disminución del transporte de residuos sólidos que posteriormente afectan a los cauces.

Todos estos factores son claramente observables y por consiguiente se pueden prever, aunque no son tan fáciles de controlar. La ocupación de las llanuras de inundación por parte del hombre en su continuo intento de beneficiarse del máximo aprovechamiento de los recursos naturales y establecerse cerca de ellos ha sido determinante y colabora en el aumento de la gravedad del fenómeno. Las implicaciones en estos casos dejan de ser exclusivamente naturales para reportar además una problemática económica, social y política.

INUNDACIONES POR ROTURA U OPERACIÓN INCORRECTA DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA

Aunque se trata de un hecho circunstancial poco probable y no necesariamente relacionado con los fenómenos meteorológicos, sino más bien con los geológicos o con la técnica, incluimos este tipo de inundación habida cuenta que así se recoge dentro de la tipología establecida en la legislación española y, en concreto, en la Directriz Básica de planificación de protección civil ante el riesgo de inundaciones. Esta Directriz fija los requisitos mínimos que deben cumplir los Planes Especiales de protección civil en cuanto a este riesgo y la información que deben contener particularmente los Planes de Emergencia de Presas.

Es evidente que la rotura de una presa, por pequeña que ésta sea, puede llegar a causar una serie de estragos no sólo a la Población sino también a sus bienes, a las infraestructuras y al medioambiente. La propagación de la onda de avenida en ese caso resultará tanto más dañina cuanto mayor sea el caudal circulante, el tiempo de propagación y los elementos existentes en la zona de afectación (infraestructuras de servicios esenciales para la comunidad, núcleos de Población, espacios naturales protegidos, explotaciones agropecuarias, etc.). Por ello la citada Directriz Básica contempla la planificación de emergencias ante este posible riesgo.

Son funciones básicas de los Planes de Emergencia de Presas:

- Determinar, tras el correspondiente análisis de seguridad, las estrategias de intervención para el control de situaciones que puedan implicar riesgos de rotura o de avería grave de la presa y establecer la organización adecuada para su desarrollo.
- Determinar la zona inundable en caso de rotura, indicando los tiempos de propagación de la onda de avenida y efectuar el correspondiente análisis de riesgos.
- Disponer la organización y medios adecuados para obtener y comunicar la información sobre incidentes, la comunicación de alertas y la puesta en funcionamiento, en caso necesario, de los sistemas de alarma que se establezcan.

Según el riesgo potencial que presenten, las presas se clasifican en:

- Categoría A: cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medio ambientales muy importantes.
- Categoría B: cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda ocasionar daños materiales o medio ambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría C: cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

De esta clasificación, son las de categoría "A" ó "B" las que obligatoriamente deberán disponer del correspondiente Plan de Emergencia de Presas, cuyo contenido será remitido a los organismos competentes en materia de protección civil de las Comunidades Autónomas que puedan verse afectadas por el mismo, quienes informarán a su vez a las autoridades municipales cuyo territorio pueda ser alcanzado por la onda de avenida.

Entre la información mínima que debe figurar en el plan, se realizará un análisis de seguridad de la presa en la que se tendrán en cuenta los posibles comportamientos anormales de la estructura de la presa, las avenidas extremas, anomalías en el funcionamiento de los sistemas de desagüe, los efectos de un movimiento sísmico o el deslizamiento de las laderas del embalse.

CONTROL DE INUNDACIONES O MITIGACION DE LOS EFECTOS DE LAS INUNDACIONES.

Algunas de las razones más importantes que no permiten la solución de los problemas de inundaciones son:

El costo de las obras, los conflictos socioeconómicos de las regiones que conllevan intereses en el uso de la tierra, y la escasa factibilidad económica de este tipo de proyectos.³

Es en esta razón donde se utilizan términos Control de Inundaciones o Mitigación de los efectos de las Inundaciones para indicar que estos tratan de prevenir daños mayores y ofrecer protección hasta un nivel de riesgo.

Un ejemplo sería:

En la protección de campos agrícolas la frecuencia de diseño contra inundaciones puede estar entre 5 a 25 años porque eventos mayores pueden requerir de obras que valen más que los cultivos que se van a proteger.

Se prefiere instalar sistemas de alerta y reubicar la Población que se pueda encontrar en peligro.

El procedimiento que generalmente se sigue para algunos estudios de control de inundaciones son:

- Delimitar las zonas Anegadizas. Se puede utilizar cartografía, topografía de campo fotografías aéreas, e inventario de eventos históricos.
- Determinar las causas de las inundaciones como desbordamientos, deficiencias de drenaje, sedimentación etc.
- Realizar estudios Geotécnico, Geológico, Socioeconómico, Ambiental e Hidrológico para delimitar cuencas vertientes y analizar el uso de la tierra y corrientes naturales que afecten la zona que se protegerá, cuantificar clima, lluvias y caudales líquidos y sólidos.
- Realizar estudios Geomorfológicos y de Hidráulica para conocer la dinámica fluvial y

estimar capacidades de los cauces, estabilidad, y tendencias futuras así como delimitación de zonas Inundables para eventos extraordinarios e incidencia de obras civiles y proyectadas.

- Realizar estudios económicos para cuantificar los perjuicios que son producto de inundaciones anteriores y para estimar los perjuicios futuros, sobre el nivel de riesgo determinados, de las actividades agropecuarias, industriales y habitacionales de la zona.
- Realizar estudios Geomorfológicos y de hidráulica fluvial para conocer la dinámica fluvial y estimar capacidades de los cauces, estabilidad, trayectorias y tendencias futuras, delimitando la zonas Inundables para eventos extraordinarios e incidencia de obras civiles existentes y proyectadas.

De una manera general los proyectos de control de inundaciones estudian los siguientes puntos.

- Dejar las cosas como están y convivir con el problema.
- Establecer sistemas de alerta para que la Población se ponga a salvo.
- Proyectar la construcción de obras civiles.
- Terraplenes protegidos por obras marginales.
- Muros de concreto o en gaviones.
- Embalses de regulación.
- Canales de desviación o by – pass.

¿QUÉ HACER EN CASO DE INUNDACIÓN?

ANTES

¿Vive usted en zona que frecuentemente se inunda?

Si es así:

Localice rutas a los lugares más altos de la región y que estén para usted bien memorizadas.

Si tiene niños pequeños, no los deje solos, durante la época de lluvias; si lo hace, informe a los vecinos de la situación.

Durante la temporada de lluvias almacene una reserva de agua potable, alimentos y ropa, en un lugar resguardado.

Guarde sus documentos personales (cartilla de servicio militar nacional, certificado de estudios, acta de nacimiento, etc.), en bolsas de plástico para evitar la pérdida o destrucción.

Tenga una lámpara de mano, radio portátil y pilas suficientes.

Manténgase informado a través de radio portátil de los avisos sobre una posible inundación.

Ante el aviso de una inundación amenaza y pueda afectar la zona donde usted vive, desconecte el gas y la energía eléctrica.

DURANTE

Ante todo conserve la calma y esté pendiente de los avisos oficiales.

Manténgase alerta escuchando los avisos sobre inundación, en el radio portátil. Respete las



indicaciones emitidas por autoridades.

Prepárese para el traslado a un lugar seguro, si llegara a ser necesario.

No se acerque a postes ni cables de electricidad averiados, debido al agua como conductor de electricidad.

Si su casa es de palapa, carrizo, adobe, lámina de cartón, busque refugio en un lugar más seguro o seguros, escuelas, iglesias o en el palacio municipal, siempre que igual estén fuera de peligro. Lleve consigo lo indispensable.

Evite caminar por zonas inundadas; aún que el nivel de agua sea bajo puede subir rápidamente, para más peligro.

No utilice su automóvil, sólo que fuese indispensable. Por las difíciles condiciones de conocer un camino inundado y producir un accidente grave.

Si el vehículo llegara a quedar atrapado, salga de él y busque un refugio seguro. Suba al lugar más alto para esperar a ser rescatado.

Tome el aspecto que en la inundación usted puede ser golpeado por el arrastre de árboles, piedras, animales muertos. No cruce los cauces de los ríos.

DESPUÉS

Revise su vivienda ante el posible derrumbe. Tiene duda ante el estado de su casa, solicite apoyo a las autoridades.

No se acerque a las casas y edificios en peligro de derrumbarse.

Limpie las sustancias inflamables, tóxicas, medicamentos o materiales que se hayan derramado.

No pise ni toque cables eléctricos caídos.

No coma ni tome alimentos en contacto con la inundación utilice la reserva de agua y alimentos previamente almacenados.

Manténgase alejado de la zona de desastre. Su presencia entorpece el auxilio y asistencia de las personas afectadas. No mueva heridos, reporte a las autoridades las emergencias que lo ameriten.

6.2 MÉTODOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE INUNDACIONES.

6.2.1 MODELOS FÍSICOS.

Los modelos físicos hidráulicos en mucho tiempo han sido y son una herramienta valiosa para los estudios de diversas obras de ingeniería hidráulica; siendo que en algunas obras en particular, presenta inconveniente en su alto costo de construcción y operación, las dificultades para caminar con rapidez las características físicas del modelo a las diferentes alternativas de estudio, tamaño, duración tiempo de calibración, del proceso de resultados y efectos de escala.

Son de escala o nula aplicación para problemas de inundación. Por otro lado los modelos de ríos se construyen de fondo fijo cuando se desean hacer estudios parciales; cuando se miden los niveles que alcanza al pasar una avenida. Utilizando la ley de similitud de fraude y escalas entre 1:100 y 1:1000 (16).

6.2.2 MODELOS MATEMÁTICOS.

Los modelos matemáticos, son utilizados en el cálculo de las ondas de creciente y se basan en la ecuación de continuidad y la ecuación dinámica para flujo no permanente. Las cuales se presentan a continuación.

6.2.3 MODELOS HIDROLÓGICOS PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS.

Los modelos matemáticos para el desplazamiento de una avenida se diferencian de los modelos hidrológicos por el hecho que los primeros basados en la solución de ecuaciones básicas para el flujo no permanente del inciso anterior. Los modelos o métodos hidrológicos no realizan un uso directo de éstas, pero se aproximan a soluciones del tránsito de la avenida.

El método hidrológico es en general, más sencillo; debido a que no se necesitan datos para su formulación (como un modelo matemático), por lo que los resultados que da son satisfactorios en trabajos preliminares o de gran visión. Numerosos métodos hidrológicos para el tránsito de la avenida, han sido desarrollados, a lo largo de la ingeniería hidrológica, entre otros podemos mencionar a los de tipo hidrológico analítico como la curva de la masa de R1PPL, el método de Wilson, el de Meyer, de Muskingum y los de tipo semi-gráficos en los que se utiliza un nomograma, como se sugirió por Linsley.

De todos los métodos hidrológicos mencionados, se puede decir que los semi-gráficos han caído en desuso; de los hidrológicos – a analíticos, que se basan en una relación caudal – almacenamiento para el tránsito de la avenida, requiere de muy poca información. (hidrograma de entrada).

De estos el más utilizado y de uso general es el de Muskingum – Cunge.

6.3 LLANURAS DE INUNDACIÓN.

El flujo de llanuras de inundación, en esencia bidimensional (tirante pequeño respecto a las otras magnitudes) es bastante irregular, las fronteras internas, naturales o artificiales, como bordos, vialidades, etc., así como la pendiente natural del terreno orientan al flujo.

Es posible simular el flujo en llanuras adoptando volúmenes de control con secciones en planta para las que se considera que el flujo en sus fronteras sea aproximadamente normal a las mismas.

Las zonas inundables se clasifican de acuerdo con las causas que generan las inundaciones. Estas son las siguientes:

- Encharcamiento por lluvias intensas sobre áreas planas.
- Encharcamiento por deficiencias de drenaje superficial.
- Desbordamiento de corrientes naturales.
- Desbordamiento de ciénagas.
- Avalanchas producidas por erupción volcánica, sismos, deslizamientos y formación de presas naturales.
- Obstáculos al flujo por la construcción de obras civiles: puentes, espolones y obras de encauzamiento, viviendas en los cauces y re - presamientos para la explotación de material aluvial.
- Sedimentación.

Estas causas pueden presentarse de forma individual o colectiva.

Las inundaciones de que trata este artículo son eventos que se presentan en zonas aledañas a los cauces de las corrientes naturales por causa de desbordamiento de las mismas, las áreas que están sujetas a las inundaciones se denominan llanuras de inundación.

En la sección típica simplificada se observan el canal principal y las llanuras de inundación.

Cuando se presenta la inundación por desbordamiento del canal principal, el espejo de agua queda conformado por la boca del canal principal, y por las dos franjas inundables. Este ancho total se denomina zona inundable y es igual a T , donde:

$$T = T_n + B_1 + B_2$$

La boca del canal principal tiene un ancho T_n ; las zonas inundables o llanuras de inundación, B_1 y B_2 , están limitadas por condiciones topográficas o por diques de encauzamiento.

El nivel del agua en la sección depende del caudal, de las condiciones hidráulicas del canal y del ancho de la zona inundable.

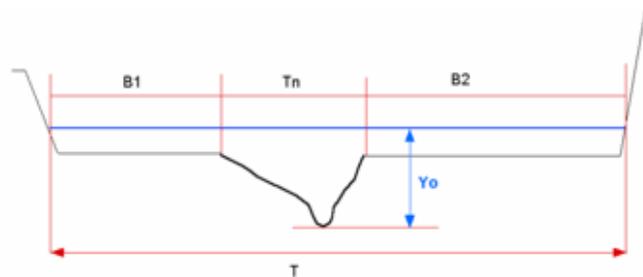


Fig. 6.3 Llanura de inundación

Y_0 es la profundidad máxima del agua en la sección del flujo.

Las magnitudes y los efectos de las inundaciones dependen de las características de las crecientes que son generadas por lluvias intensas, y de otros eventos relacionados con ellas, como son; deslizamientos de taludes, formación y rompimiento de presas naturales y la obstrucción al flujo por destrucción de obras civiles.

En la mayoría de los casos las inundaciones que son producidas por crecientes extraordinarias no pueden evitarse y entonces se procede a mitigar sus efectos mediante los métodos de control de inundaciones.

Las llanuras de inundación no son estáticas ni estables. Están compuestas de sedimentos no consolidados, se erosionan rápidamente durante inundaciones y crecidas de agua, o pueden ser el lugar donde se depositen nuevos estratos de lodo, arena y limo. En virtud, el río puede cambiar de curso e ir de un lado de la llanura de inundación al otro.

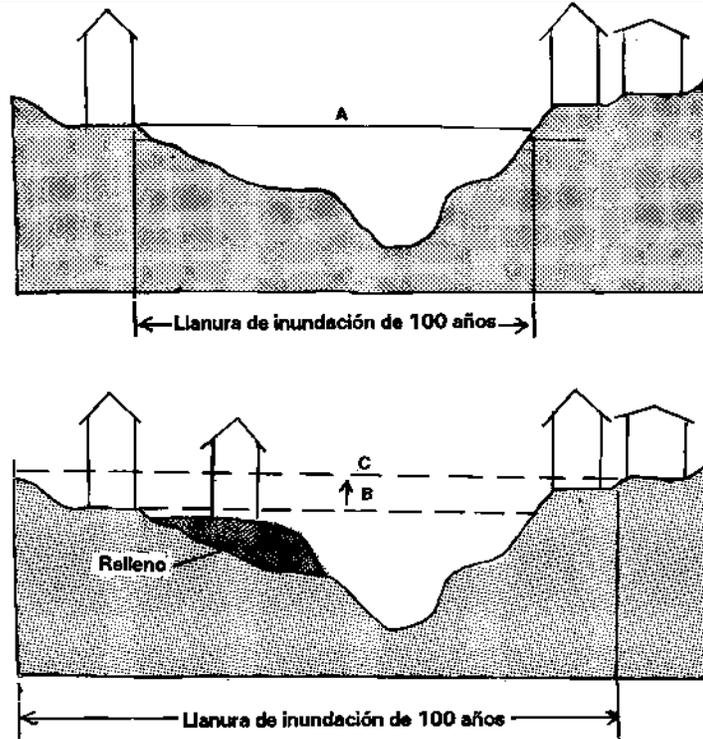
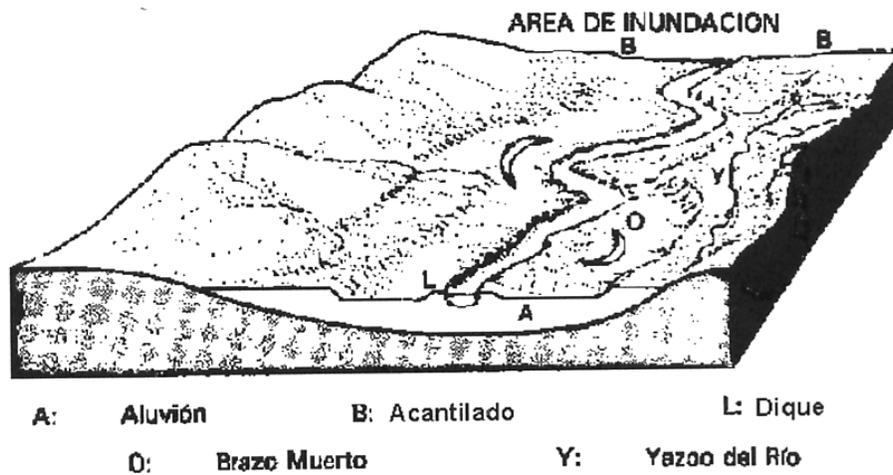


Fig. 6.4 Llanura de inundación.

Corte transversal generalizado, de una hipotética llanura de inundación fluvial, mostrado como el desarrollo en la llanura de inundación aumenta la altura de la inundación.

- A.- antes del desarrollo
- B.- aumento en la altura de inundación.



- | | | | | | |
|----|--------------|----|--------------|----|-------|
| A: | Aluvión | B: | Acantilado | L: | Dique |
| O: | Brazo Muerto | Y: | Yazo del Río | | |

Fig. 6.5 Llanura de inundación.

6.3.1 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

De acuerdo a la ecuación de continuidad para flujo no permanente vista anteriormente.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec. 6.1}$$

Y si además se define $H = z + h$ como la cota de la superficie libre del agua y dado que z no cambia en el tiempo, esto es, el fondo está fijo, la ecuación es la anterior:

$$T \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 6.2}$$

La ecuación de continuidad aplicada para el cálculo del flujo en llanuras de inundación (Fig. 6.1) expresa que el cambio de almacenamiento en el volumen de control es debido a los flujos netos que entran y salen de este. Si se acepta que el área en planta del elemento permanece prácticamente constante. En diferencias finitas utilizando un esquema del tipo Crúickshank para el flujo en llanuras, la ecuación anterior (6.3) se expresa como:

$$a_i \frac{H_i^{n+1} - H_i^n}{\Delta t} = - \left[\sum_{j=1}^m B_{i,j} h_{i,j}^n V_{i,j}^{n+1} - \sum_{j=1}^m Q E_{i,j} \right] \quad \text{Ec. 6.3}$$

Donde:

a_i = área en planta del elemento i .

H_i^n = cota o elevación del agua al centro del elemento i .

m = número de volúmenes de control adyacentes al volumen i con los cuales hay flujo con velocidad, V_{ij} .

V^n = velocidad en la frontera entre los elementos i y j , positiva cuando sale del volumen de Control.

OE_{ij} = gasto de entrada al elemento i que no se ha considerado (como por ejemplo los que Vienen de un río).

$B_{i,j}$ = ancho de la frontera entre los elementos i, j ; en m .

$h_{i,j}^n$ = tirante medio de flujo entre los elementos i, j ; mismo que se calcula con la siguiente Ecuación:

$$h_{i,j}^n = \frac{H_i^n + H_j^n}{2} - Z F_{i,j} \quad \text{Ec. 6.4}$$

$Z F_{i,j}$ = cota en la frontera entre el elemento i y el j .

6.3.2 TIPOS DE FLUJO ENTRE LLANURAS

El flujo se puede clasificar de muchas maneras, tales como turbulento, laminar; real, ideal; reversible, irreversible; constante; uniforme, no uniforme; rotacional, no rotacional o irrotacional.

En una situación en la que un flujo podría ser turbulento o no turbulento (laminar), la turbulencia establece mayores esfuerzos cortantes en todo el fluido y causa más irreversibilidades o pérdidas. En el flujo turbulento las pérdidas varían con la potencia de la Velocidad de 1.7 a 2; en flujo



laminar, varían proporcionalmente a la primera potencia de la velocidad.

6.3.3 FLUJO DE FRICCIÓN

De los tipos de flujos ilustrados en la (Fig.6.2), el mas común es el dominado por la fricción. El cual se presenta cuando no hay fronteras internas. Se calcula con la ecuación general dinámica para flujo no permanente vista anteriormente:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} + Sf = 0$$

Ec. 6.5

Los volúmenes de control para aplicar esta ecuación son aproximadamente rectangulares en planta; su longitud es igual a la distancia de centro a centro entre elementos y su ancho es el de la frontera entre los mismos (Fig. 6.1). Si se plantean las siguientes suposiciones, i) la pendiente del fondo es pequeña ($\delta z / \delta x$), ii) la aceleración es pequeña comparada con los otros términos ($V \delta V / \Delta x$) y iii) se toma ($h=y$) como la cota de la superficie libre del agua; la ecuación anterior se escribe de la siguiente forma:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + Sf = 0$$

Ec. 6.6

Multiplicando la (Ec. 6.2) por g, se tiene:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g Sf = 0$$

Ec. 6.7

Donde:

- V = Velocidad de flujo
- H = cota de la superficie del agua
- Sf = pérdidas por fricción

El gradiente hidráulico para el cálculo del flujo en la llanura se obtiene con la ecuación de Chezy. En diferencias finitas, utilizando un esquema del tipo Cruickshank para el flujo en cauces, la ecuación (6.4), se expresa como:

$$\frac{V_{i,j}^{n+1} - V_{i,j}^n}{\Delta t} + g \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{ES_{i,j}} + g \frac{V_{i,j}^{n+1} - V_{i,j}^n}{C_{i,j}^n h_{i,j}^n} = 0$$

Ec. 6.8

Donde:

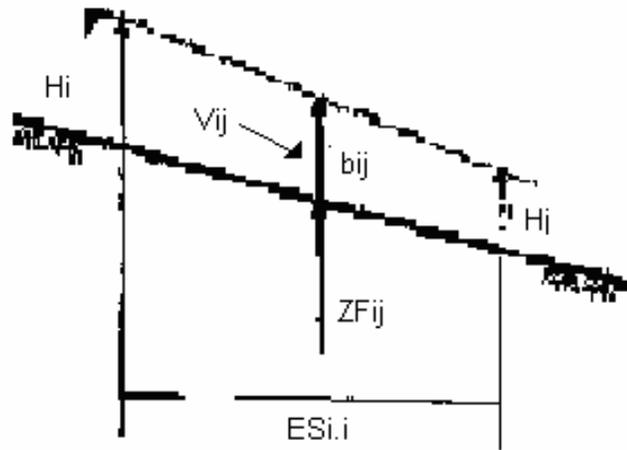
- ES_{ij} = distancia de centro a centro entre las llanuras I Y J
- C_{ij} = coeficiente de Chezy.

Factorizando V_{i,j} y ordenando la ecuación (6.8) resulta:

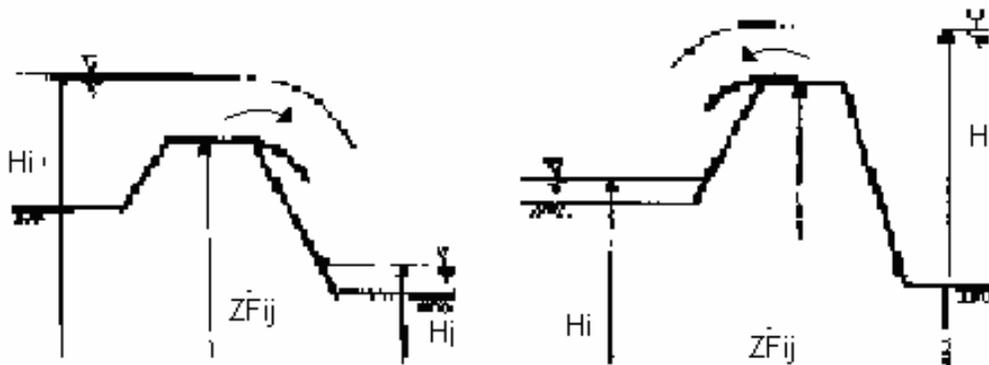
$$V_{i,j}^{n+1} = -S_{i,j} (H_j^{n+1} - H_i^{n+1}) + \frac{V_{i,j}^n}{(1+R_{i,j})} \quad \text{Ec. 6.9}$$

$$S_{i,j} = g \frac{\Delta t}{ES_{i,j} (1+R_{i,j})} \quad \text{Ec. 6.10}$$

$$R_{i,j} = g \frac{\Delta t}{C_{i,j}^2 h_{i,j}^3} \quad \text{Ec. 6.11}$$



Flujo dominado por la fricción



Flujo de vertedor
(entre llanuras i a j
ó de cauce de llanura)

Caso a) de cauce a llanura

Flujo de vertedor
(entre llanuras j a i
ó entre llanuras de cauce)

Caso b) de llanura a cauce

Fig. 6.6 Tipos de flujo entre elementos de la llanura

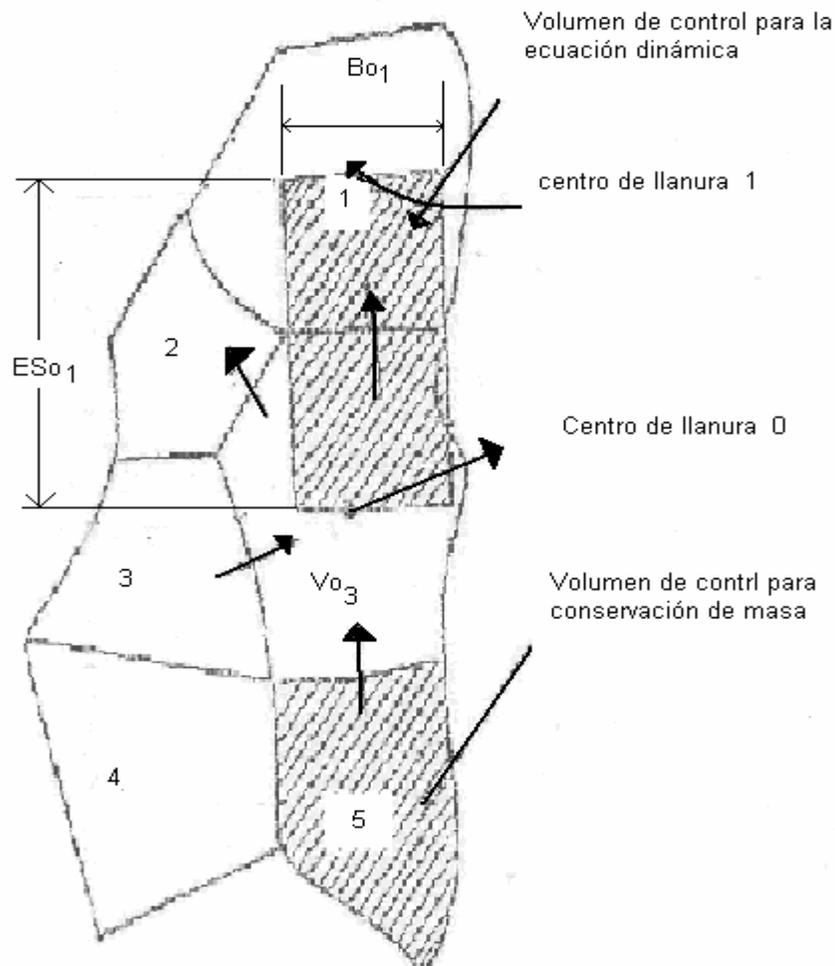


Fig. 6.7 Flujo entre llanuras de inundación

6.4 METODOLOGÍA

6.4.1 PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

A continuación se realiza una descripción de la metodología a utilizar para lograr el objetivo planteado. Según el capítulo anterior, el problema de inundación puede dividirse en dos partes. El tránsito de la avenida a lo largo del cauce del río y la segunda, cuando los niveles rebasan su cauce y se extiende en la planicie o llanura de inundación.

En cuanto al tránsito de la avenida, se requiere para su solución de datos iniciales y condiciones de frontera. Para los datos iniciales, en general en la práctica se dispone de información de niveles de agua (o tirantes) y gastos en algunas secciones pero no a todo lo largo del dominio. En el caso de canales se puede disponer de esta información, pero esto no es tan simple en el caso de ríos. Cuando no se tienen estos datos, lo que se hace es suponerlos con algún grado de aproximación, la precisión con que deben darse los datos iniciales depende del problema que desea resolver.

Para las condiciones de frontera, en régimen subcrítico se requiere información de una

variable en la frontera de aguas arriba y de otra en la de aguas abajo. En la mayoría de los problemas de ingeniería de ríos, esta información determina en gran medida la solución. En el caso más común, se define una variable como función de tiempo.

Así en la frontera de aguas arriba, se da una ley del gasto con el tiempo, $Q(x, t)$ como por ejemplo un hidrograma. En la frontera de aguas abajo, cualquiera de las siguientes: a) una curva elevaciones, gastos: b) una ley que descarga de un vertedor o de una estructura de control; c) una relación del nivel del agua con el tiempo, como la marea.

De las condiciones iniciales y de frontera para el tránsito de avenidas en los métodos hidrológicos vistos anteriormente; se puede decir lo siguiente:

Para el método de Muskingum conocidos los parámetros K y X solo se requiere información de una variable como datos iniciales (gastos a lo largo del canal) y de una variable (un hidrograma) en la frontera de aguas arriba. El método de Muskingum - Cunge es una variación de la onda cinemática, pero básicamente requiere de la misma información.

En base a lo antes expuesto, se propone utilizar un modelo de tipo hidrológico, en este caso, el método de Muskingum, y considerando que únicamente se cuenta como dato de frontera de aguas arriba, el hidrograma de entrada, para realizar el tránsito de la avenida a lo largo del cauce del río, aguas debajo de la corriente. Debido a que no existen mediciones en este (hidrograma de salida) tramo en estudio, no se pudieron calibrar las constantes del modelo, por lo que se recurre a las experiencias de la (CFE, 1983) (13c) que tiene, en proyectos similares, donde si se contaba con mayor información Hidrológica y efectuaron la calibración de dicho modelo, obteniendo para $x = 0.2$ y K se define como el tiempo que tarda la onda en recorrer el tramo.

Para realizar el tránsito de la avenida se propone utilizar el programa de computo llamado "HIDROS" el cual fue desarrollado por el Instituto de Tecnología del Agua, con el cual se pueden realizar los cálculos para la obtención del hidrograma de salida y considerando lo planteado en el párrafo anterior. El siguiente paso es determinar la planicie o llanura de inundación, que usualmente es un área seca adyacente al cauce del río.

La planicie de inundación puede incluir el ancho total de valles angostos o áreas amplias localizadas a lo largo de ríos en valles amplios y planos; el canal o cauce y la planicie de inundación que son partes integrales de la conducción natural de una corriente durante la avenida. Por la planicie de inundación se mueve el caudal que excede a la capacidad del canal o cauce y a medida que el caudal crece, aumenta el flujo sobre la planicie de inundación.

En base a lo antes expuesto, en nuestro caso, no se dispone de datos físicos o topográficos a detalle (área en planta y elevación media del terreno, distancia de centro a centro con los elementos que tengan flujo, ancho de flujo, etc.) por lo que se propone el procedimiento para la obtención de dichas llanuras, el cual es la siguiente:

A diferencia de otras metodologías, como por ejemplo, el modelo HEC-2 desarrollado por Hydrologic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers (autor anónimo, 1979 y Feldman, 1981) (S) y un modelo similar desarrollado por el U.S.

Geological Survey (Shearman, 1976 y 1977) (8) cuyo propósito es determinar las áreas inundadas para la evaluación de daños, así como estudiar los efectos sobre las llanuras de inundación del uso de tierras.

La determinación de estas, se basa en calcular las elevaciones de la superficie libre del agua y se supone un flujo permanente y gradualmente variado. En la propuesta de este trabajo, se supone un flujo permanente y uniforme, al considerar tramos cortos (no mayores a 1000 m), para el cálculo de las elevaciones de la superficie libre del agua. Y el procedimiento en particular es.

Una vez que se han determinado las elevaciones de la superficie del agua en base a los gastos del hidrograma transitado, se delinea el área correspondiente a la planicie de inundación. La extensión lateral de la planicie de inundación se determina encontrando puntos en el terreno a ambos lados de la corriente que correspondan al perfil de la creciente (elevación de la superficie). Las elevaciones del terreno en la planicie de inundación se determinan siguiendo la línea de nivel que corresponde a la elevación del perfil de creciente para un área específica.

6.4.2 CONDICIONES INICIALES Y DE FRONTERA

En forma general se pueden presentar dos condiciones de frontera: la condición de frontera de aguas arriba, en que se debe conocer una ley de gasto con el tiempo, como por ejemplo un hidrograma de entrada y la segunda condición, la frontera de aguas abajo, en que se debe conocer una curva de elevaciones gastos, una ley de descarga, una estructura de control o una relación del nivel con el tiempo.

Otra consideración es que las estaciones hidrométricas son localizadas en los puntos más cercanos a la desembocadura de cada corriente en particular.

6.5 APLICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CULIACÁN, ESTADO DE SINALOA.

La zona que se refiere este trabajo esta situada al noroeste de la República Mexicana limitada al norte por la línea divisoria internacional, al sur por el parte – aguas de la Sierra Madre Occidental, (aunque hay algunas afluentes que tienen su origen en el flanco oriental de la Sierra). Comprende los estados de Sinaloa, Sonora y parte de Chihuahua, Durango y Nayarit.

OROGRÁFICAMENTE SE PUEDE DISTINGUIR TRES ZONAS TÍPICAS:

La primera zona queda comprendida, aproximadamente, entre la curva del nivel 5000 y los parte – aguas de la Sierra Madre Occidental, con elevaciones de mas de 3000 m., sobre el nivel del mar. Es una zona típica de grandes pendientes, en la que los arroyos se encauzan en profundas y tortuosas barrancas, denominadas localmente "quebradas", y es donde la precipitación anual alcanza los más altos valores, pudiéndose considerar como la principal zona productora de escurrimiento de los ríos que cruzan los estados de Sonora y Sinaloa, para desembocar al Océano Pacífico.

La segunda zona que esta comprendida entre las curvas de nivel 500 m y 50 m sobre el nivel del mar, es la zona de transición entre la planicie costera y las laderas escarpadas de la Sierra Madre Occidental. En general, es una zona ondulada, cubierta de escasa vegetación, y donde se encuentran localizados los grandes almacenamientos de agua, destinados a regularizar el régimen torrencial que se genera en la parte alta de las cuencas de captación.

La tercera zona es propiamente la planicie costera, la cual está situada aproximadamente, entre las curvas 50 m y el nivel medio del mar. Las pendientes transversales del terreno son suaves, propias para la agricultura, encontrándose grandes extensiones de tierra agrícola, de las cuales una pequeña parte está abierta al cultivo.

6.5.1 ZONA DE ESTUDIO

El caso que se trata en el siguiente trabajo, se ubica en la cuenca del Río Culiacán, la cual tiene un área de 15684 km² hasta la estación puente de ferrocarril Sud – Pacífico, con el tránsito de la avenida aguas abajo, la cual se localiza a 45 km. Aguas arriba de la desembocadura del Río Culiacán. Las áreas de inundación anexas al cauce del río, se determinan y localizan para un tramo de 14 km.

6.5.2 PROBLEMÁTICA

En el mes de enero de 1991, Sinaloa fue declarada zona de desastre nacional debido a que fue objeto de una inundación de gran envergadura quedando cubierta bajo el agua miles de hectáreas de cultivo y muchas poblaciones aisladas.

El caso de la región Hidrológica No. 10 la cual presenta básicamente las características propias del Noroeste del país, quedando un periodo de lluvias invernales (también llamadas, “equipalas”) que ocurren, preferentemente en los meses de diciembre y enero. En ocasiones estas lluvias son originadas por la presencia de grandes masas de aire frío y húmedo (frentes polares) generadas en el océano pacífico, las cuales en formas de corrientes húmedas, ingresan a la Cuenca del Río Culiacán con su contenido integro de agua, provocando al caer (con temperatura diferente) el deshielo concentrado en las partes altas de la sierra, fenómeno que provoca considerables daños entre la Población asentada en las planicies.

En términos generales estas lluvias presentan un porcentaje que va del 10 al 15 %, con respecto al total de la lámina total llovido anualmente. No obstante que este porcentaje puede parecer reducido, debe tenerse presente que las lluvias de esta época han ocasionado escurrimientos y avenidas sumamente importantes debido a la cantidad de agua que cae y que provoca el deshielo de las capas de nieve, las cuales oscilan entre los 50 y 70 cm. De espesor.

Como se puede observar, la problemática que las inundaciones provocan no es sencilla; no se puede ni se debe manejar a un nivel superficial y las posibles soluciones que se planteen deben seguir de un análisis serio y concienzudo del problema en estudio.

La presente investigación contempla, una vez analizadas las variables más importantes que inciden en el fenómeno, la aplicación de un modelo de tránsito de avenida; con el cual se define en forma apropiada la posible llanura de inundación sobre la planicie del río Culiacán, Sin., lo cual permitirá plantear en el futuro, posibles alternativas de solución a los problemas que pudiera generar la presencia de este fenómeno.

6.5.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA.

Con el hidrograma de entrada al tramo de cauce (proporcionando por la Dirección General- de Control de Ríos e ingeniería Hidráulica, de la CNA, y una vez establecidos los parámetros necesarios para transitar la avenida, se procede introducir dichos valores a la hoja de cálculo Sud-Pacífico.

El programa calcula el volumen de los hidrogramas de escurrimiento directo de entrada y salida, cuya diferencia nos indica la cantidad de agua que esta almacenada dentro del tramo del cauce en cuestión ver (tabla III.1). Cabe aclarar que de los gastos del hidrograma de salida (fig. III.3), se proponen avenidas o llanuras de inundación, que van desde 57.30 m³/s hasta 6301.33 m³/s., ver hidrograma, el programa presenta también la opción de obtener la impresión y graficación

de los resultados.

6.5.4 CÁLCULO DE LOS TIRANTES NORMALES.

Una vez que se realiza el tránsito de la avenida, se procede al cálculo de los tirantes normales.

Gasto en (m³/ s); este dato se obtiene de la tabla III.2, además basándose en el plano topográfico (proporcionado por la Secretaría de la Defensa Nacional, escala 1:10,000) y ubicándose en la parte de la planicie costera, se obtiene una pendiente de 0.00003, el ancho de la plantilla, varía desde 30 m para la sección 1 hasta 230 m en la sección 14 (de la desembocadura), para el talud, tiende a ser pronunciado aguas arriba y tendido aguas abajo, en donde el ancho de la plantilla se incrementa, bajo estas circunstancias, se considera para un ancho mayor a 100 m, un talud de 1:5 y para un ancho de plantilla menor a 100 m el talud se fija en 1:3, el coeficiente de Manning se considera igual a 0.035, ver (hidrograma).

El cálculo se efectúa aguas arriba, hasta la estación Sud – Pacifico, por ser la zona baja la más afectada por el fenómeno estudiado, por lo que solo se analizan tirantes para un tramo de 14 Km. Del cauce del Río Culiacán anexos a su desembocadura, ver (hidrograma).

b =	145	m
T =	1.50	
d	10.47	M
Ax	10000	M
C =	1.67	M/s
So =	0.00003	
B =	176.40	m
Q =	57.30	M ³ /s
K=Ax/c		1.67
X=1/2(1-(Q/BSoC Ax))		0.18
X=	0.18	
K =	1.67	Hrs
At	1	hrs
	$C_0(-KX+0.5At)/K-KX+0.5At$	
	$C_1(-KX+0.5At)/K-KX+0.5At$	
	$C_2(-KX+0.5At)/K-KX+0.5At$	
Co =	0.11	
C1 =	0.42	
C2 =	0.47	
	$O_{t+1}=C_{0i}+C_{1i}+C_{2O_2}$	
	1.00	

Tabla 6.1 Tránsito de avenidas

TRAMO 1					
T(hrs)	Q entrada (l/s)	C _{0i+1}	C _{1i}	C _{2O_i}	Q salida

1	59.88				59.83
2	82.75	9.18	25.27	27.91	62.37
3	117.83	13.08	34.96	29.10	77.13
4	153.99	17.09	49.78	35.99	102.85
5	414.63	46.00	65.05	47.99	159.04
6	2212.92	611.74	175.11	74.21	861.06
7	5512.56	611.74	934.84	401.76	1948.34
8	6301.33	699.28	2328.74	909.06	3937.08
9	4449.12	493.73	2661.96	1836.98	4992.67
10	2854.15	316.73	1879.50	2329.50	4525.73
11	1786.03	198.20	1205.72	2111.63	3515.55
12	1197.87	132.93	754.50	1640.30	2527.73
13	840.98	93.33	506.03	1179.40	1778.75
14	624.36	69.29	355.27	829.94	1254.49
15	503.73	55.90	263.76	585.32	904.98
16	415.51	46.11	212.80	422.25	681.16
17	342.89	38.05	175.83	317.82	531.40
18	292.18	32.42	144.85	247.94	425.22
19	250.28	27.77	123.43	198.40	349.60
20	207.30	23.00	105.73	163.12	291.85
21	148.84	16.52	87.57	136.17	240.26
22	95.53	10.60	62.88	112.10	185.58
23	73.26	8.13	40.35	86.59	135.07
24	63.97	7.10	30.95	63.02	101.07
25	60.08	6.67	27.02	47.16	80.85
26	58.46	6.49	25.38	37.72	69.59
27	57.79	6.41	0.00	32.47	38.88
28	57.50	6.38	24.41	18.14	48.93
29	57.38	6.37	24.29	22.83	53.49
30	57.34	6.36	24.24	24.96	55.56
31	57.31	6.36	24.22	25.92	56.51
32	57.31	6.36	24.21	26.36	56.94
33	57.30	6.36	24.21	26.57	57.13
34	57.30	6.36	24.21	26.66	57.22
35	57.30	6.36	24.21	26.70	57.26

Tabla 6.2 Tránsito de avenidas tramo 1

TRAMO 2



T(hrs)	Q entrada (l/s)	Col+1	C1li	C2Oi	Q salida
1	59.83				59.83
2	62.37	7.01	25.14	27.96	60.11
3	77.13	8.67	26.21	28.10	62.97
4	102.85	11.56	32.41	29.43	73.40
5	159.04	17.87	43.22	34.31	95.40
6	861.06	218.93	66.83	44.59	330.36
7	1948.34	218.93	361.83	154.42	735.17
8	3937.08	442.41	818.71	343.64	1604.75
9	4992.67	561.06	1654.40	750.10	2965.52
10	4525.73	508.55	2097.97	1386.15	3992.66
11	3515.55	395.04	1901.76	1866.26	4163.05
12	2527.73	284.04	1477.27	1945.90	3707.21
13	1778.75	199.88	1062.17	1732.83	2994.88
14	1254.49	140.97	747.45	1399.87	2288.29
15	904.98	101.69	527.15	1069.59	1698.43
16	681.16	76.54	380.28	793.88	1250.71
17	531.40	59.71	286.23	584.61	930.55
18	425.22	47.78	223.30	434.96	706.04
19	349.60	39.28	178.68	330.02	547.98
20	291.85	32.80	146.91	256.14	435.84
21	240.26	27.00	122.64	203.72	353.36
22	185.58	20.85	100.96	165.17	286.98
23	135.07	15.18	77.98	134.14	227.30
24	101.07	11.36	56.76	106.25	174.36
25	80.85	9.08	42.47	81.50	133.06
26	69.59	7.82	33.97	62.19	103.99
27	38.88	4.37	0.00	48.61	52.98
28	48.93	5.50	16.34	24.76	46.60
29	53.49	6.01	20.56	21.78	48.36
30	55.56	6.24	22.48	22.60	51.32
31	56.51	6.35	23.35	23.99	53.69
32	56.94	6.40	23.74	25.09	55.24
33	57.13	6.42	23.93	25.82	56.16
34	57.22	6.43	24.01	26.25	56.63
35	57.26	6.43	24.05	26.50	56.98

Tabla 6.3 Tránsito de avenidas tramo 2

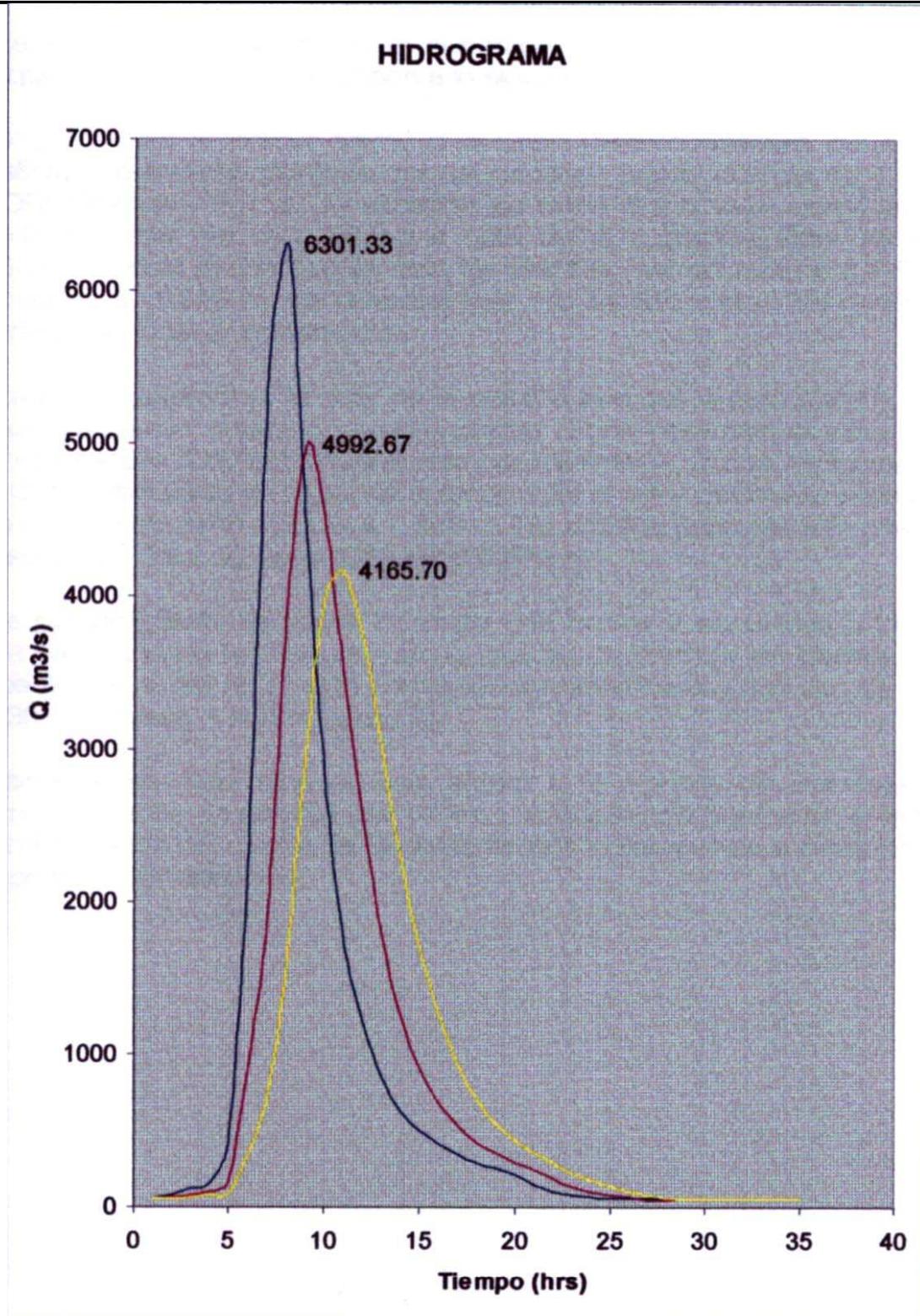


Fig. 6.8 Tránsito de avenida por cauce

6.5.5 CÁLCULO DE LA COTA DE SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA

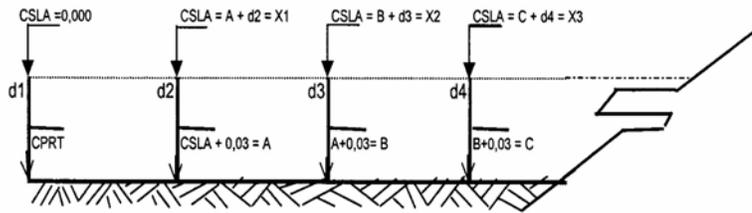
Para el cálculo del perfil de la superficie libre del agua y basándose en el (Esquema 1), en el cual se observa lo siguiente:

Ubicándose en el primer tramo o sección (desembocadura del río), se observa que a dicho punto le corresponde un tirante normal de 1.348 m (Hidrograma). Por su localización se toma dicho valor como el nivel medio del mar (NMM) o cota de la superficie libre del agua (CSLA). Lo cual indica que la cota de la plantilla real del terreno (CPRT) se encuentra a -1.348 m. de nivel del mar. No se consideran los niveles de marea, por no tener mediciones.

Para poder determinar la cota de la plantilla real del terreno (CPRT), en el siguiente tramo, basta con incrementar dicha cota con el valor de la pendiente $S = 0.00003$, multiplicada por mil metros, la cual es igual a 0.03 m. con el resultado de la suma anterior mas el valor del tirante normal en ese punto (Esquema1) igual a 1.385 m., se obtiene para ese sitio una cota de superficie libre del agua (CSLA) de 0.065 m.

Este procedimiento se repite en cada una de las 2 secciones o tramos, para cada una de las llanuras; con lo que se conforman los perfiles de la superficie libre del agua, que corresponden a los gastos que van de 57.30 a 6301.33 m³/seg. Ver (Esquema 2).

Finalmente se determina el área anexa a la planicie de inundación al tramo del cauce en estudio (de 14 Km), encontrando puntos en el terreno de ambos lados del cauce de la corriente que corresponde a cada uno de los perfiles mencionados.



CSLA = Cota de la superficie libre del agua
 CPRT = Cota de plantilla del terreno.
 NMM = Nivel Medio el Mar
 d = Tirante Normal.

Ejemplo:

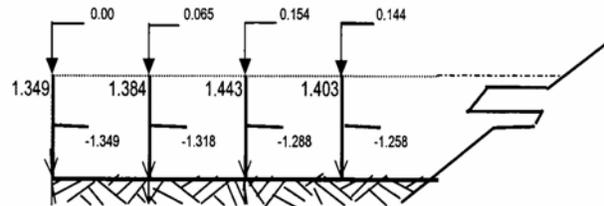
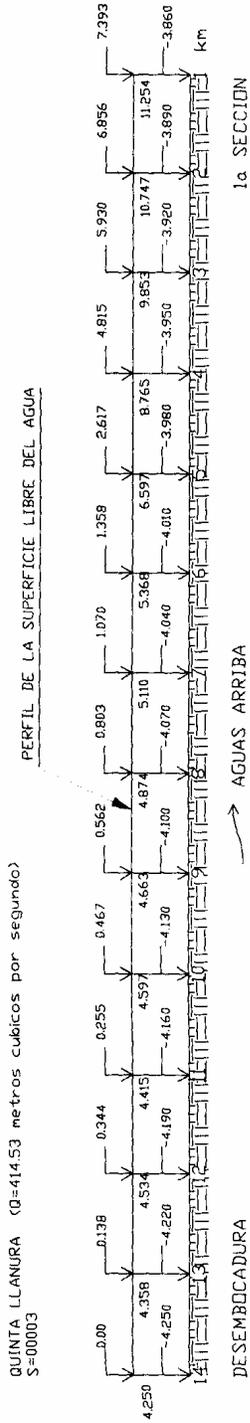


Fig. 6.9 Superficie libre de agua



6.5.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo a la metodología propuesta y descrita en este trabajo, se obtienen las posibles llanuras de inundación sobre la cuenca de del río Culiacán, Sinaloa; el tramo propuesto, ver el plano general "llanuras de inundación. Determinando que las siguientes poblaciones tienen una alta posibilidad de inundación con tirantes variables desde unos cm. Hasta 18.0 m., tanto de la margen derecha como izquierda: El castillo, El Molino, Bainoritos, Planta de productos pesqueros, Laco, La Vega, Aguapepito, Campo pesquero, El contrabando, , Iraguato, El Reality y Sataya, resultando aproximadamente 2600 hectáreas afectadas (incluyendo zonas agrícolas – ganaderas), para una avenida de 6301.3 m/seg.

Para una avenida de 5512.56, con tirantes que varían desde unos cm hasta 17.63 m., inundando y afectando unas 1800 hectáreas (incluyendo zonas agrícolas - ganaderas) y las mismas poblaciones.

Para una avenida de 2212.92 m/seg., con tirantes que varían desde unos cms, hasta 13.41 m., inundando y afectando cerca de 1000 hectáreas incluyendo zonas agrícolas – ganaderas) y aproximadamente el 40 % de las poblaciones mencionadas.

Las otras avenidas (HIDROGRAMAS) prácticamente sin afectación o problemas graves de inundación a poblaciones o zonas agrícolas ganaderas.

De acuerdo con los resultados, se observa que se cumple ampliamente con la hipótesis de partida de estudio.

6.5.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Debe aclararse que los resultados que se obtienen son de gran visión, sin embargo, representan una aportación que justifica la realización del trabajo, que es la de conocer con cierta aproximación las posibles zonas de alto riesgo de inundación, ya que el impacto social, económico y político cuando se representa estos desastres en zonas urbanas, agrícolas y ganaderas repercuten en todo el país; y de esta forma se pretende colaborar con los programas de prevención de desastres.

Es preciso hacer notar que el análisis de aspectos puntuales no es posible realizarlos. Sin embargo, los resultados permiten obtener, niveles máximos, gradientes hidráulicos, para una determinada avenida que sirva de condición de frontera para el análisis detallado en una zona determinada; por ejemplo, en el caso de diseño de una protección local de un poblado. De este estudio, se puede decir que el sitio donde las avenidas causan mayor daño, son las zonas bajas, las cuales se encuentran generalmente sin obras de control contra inundaciones, esto se debe a que son costosas y en ocasiones no se cuenta con los recursos necesarios para construir estas sobre la zona.

Cabe señalar que en el presente trabajo se determinan las posibles llanuras de inundación sobre la cuenca del Río Culiacán, como ejemplo de aplicación y la metodología aquí propuesta permitirá ubicar las áreas propensas a ser afectadas por este fenómeno a otros casos en la República mexicana; así emprender de alguna manera la elaboración de programas de operación y sistemas de control tendientes a evitar o aminorar los daños que los desbordamientos de los ríos pueden ocasionar a: Centros de concentración humana, industria agrícola, obras de infraestructura urbana, hidráulica, comunicaciones, centros de generación y líneas de conducción eléctrica, etc.; así como

impulsar el enlace e integración de las diferentes dependencias encargadas de la infraestructura hidráulica.

Se sugiere para futuros estudios, aplicar modelos de la onda cinemática para el tránsito de la avenida por el cauce del río y modelos matemáticos para determinar las llanuras de inundación; los cuales requieren de mayor información hidrológica (hidrograma de salida) y gastos adicionales al tramo de estudio. Además de levantamientos topográficos de detalle para las partes bajas de los cauces de los ríos de las diferentes cuencas hidrológicas que se tienen en la República Mexicana. Así como tener mapas de áreas susceptibles de inundación de esa planicie para calibración de dichos modelos mencionados.

CAPÍTULO VII

7.1 INTRODUCCIÓN.



En la naturaleza, el agua sigue un camino cíclico que se repite de manera indefinida. Cae al suelo, comúnmente en forma de lluvia o de nieve, sobre masas líquidas (océanos, mares, lagos, ríos, etc.) o sobre la tierra emergida, en la que forma ríos, torrentes, etc., o bien es absorbida en la superficie terrestre. Durante este proceso, una parte del agua se evapora, comenzando de nuevo el ciclo.

El agua es uno de los componentes indispensables para la vida de cualquier organismo, y constituye hasta más de los 2/3 del peso de algunos de ellos. Su distribución varía según los diferentes órganos, pero existe en mayor porcentaje en los más activos biológicamente. El agua facilita la absorción de alimentos y la excreción de metabolitos e interviene en muchos procesos vitales. Además, es indispensable para la termorregulación de los organismos.

El hombre a través de los años siempre ha necesitado de los recursos naturales para satisfacer sus necesidades, es por ello, una vez siendo sedentario, y al comienzo de las primeras civilizaciones, se asentaron en lugares fértiles, con suficiente agua a sus alrededores, ellos reconocían el valor de este recurso. En los últimos años el Gobierno de la República se ha preocupado por este recurso, dando creación a la CNA (Comisión Nacional de Agua), este organismo descentralizado, se encarga de la administración de las aguas nacionales, construcción, operación de bienes y servicios, aprovechamiento y desarrollo integral sustentable del agua.

En el estudio del Río Chico, que a continuación presentamos, se propone resolver el problema de desbordamiento del cadenamamiento 0+00 al 4+380; se describen las características más importantes del área en estudio, estas son:

Localización del área de estudio, estudios topográficos, estudios de geotecnia y estudios hidrológicos; nos dan una idea general de las características naturales como son la topografía, vegetación, corrientes fluviales y temperatura.

Estudios topográficos, nos proporciona información más específica de la zona, esto es relieve y orografía de la zona de estudio.

Estudios de geotecnia, estudiamos el suelo y sus características, por medio de pozos a cielo abierto, esto con el fin de determinar su clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), los diámetros de las partículas que forman el talud del río, contenido de humedad, límites de plasticidad, el peso volumétrico seco y húmedo y densidad de sólidos, esto por medio de pruebas de laboratorio, toda la información se agrupó para obtener un perfil estratigráfico y perfiles de cada pozo a cielo abierto, estos estudios demostrarán si los materiales son aptos para usarse en el talud o deben ser retirados y para el estudio de arrastre de partículas que crea sedimentos y cambia la sección óptima en el Río Chico.

Estudios Hidrológicos, desarrollamos con la información obtenida de los capítulos anteriores, el gasto máximo para el diseño de la sección óptima y el estudio del arrastre de partículas.

7.2 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.



7.2.1 LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El estado de México se localiza en el centro de la República Mexicana, en la parte oriental de la Mesa de Anáhuac, sus coordenadas extremas son $18^{\circ}27'$ y $20^{\circ} 18'$ de latitud norte y $98^{\circ}37'$ y $100^{\circ} 27'$ de longitud oeste. Colinda al norte con el estado de Hidalgo, al este con Tlaxcala y Puebla, al sur con el Distrito Federal, Morelos y Guerrero, al este con Michoacán y al noroeste con Querétaro. Su capital es Toluca de Lerdo y está dividido en 121 municipios, de los cuales se estudiarán los municipios de Tepotzotlán, Teoloyucán y Coyotepec.

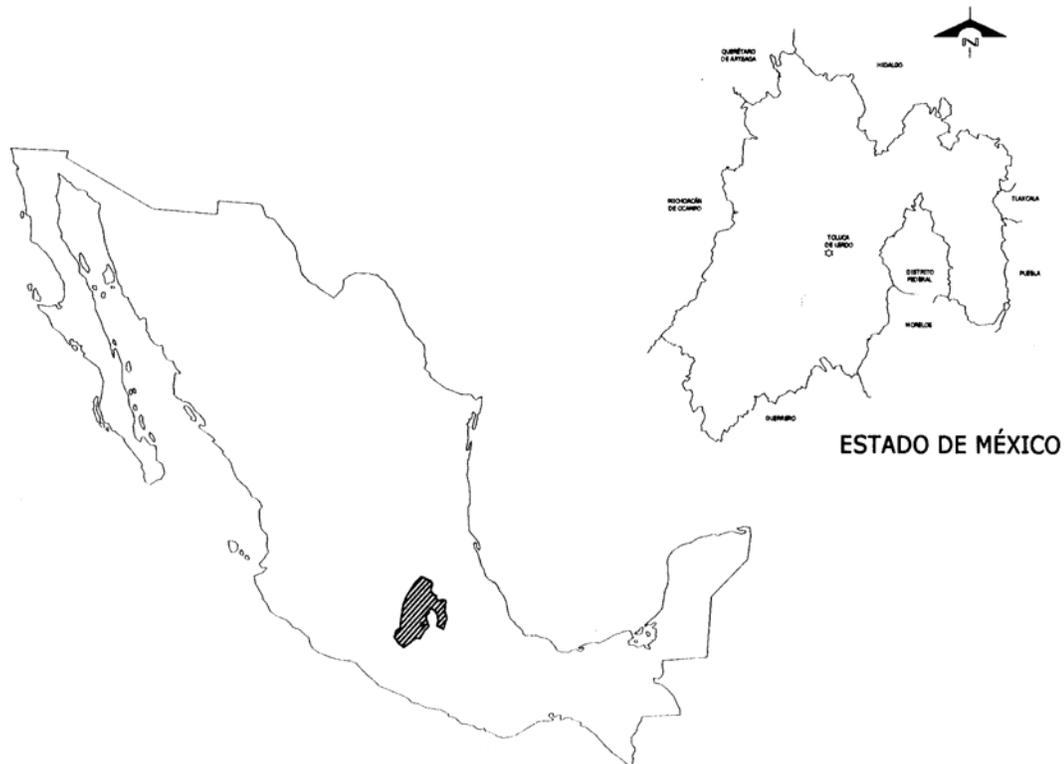


Figura 7.1 Mapa de localización del Estado de México.

COYOTEPEC

El municipio de Coyotepec pertenece a la región de Zumpango, al norte del Estado de México. Se localiza a los $19^{\circ} 46'38''$ de latitud norte y a los $99^{\circ}12'18''$ de longitud oeste; a una altitud de 2,300 metros sobre el nivel del mar. Tiene una extensión de 12.30 kilómetros cuadrados.

Limita al norte con el municipio de Huehuetoca; al sur con Teoloyucan; al oriente con el de Teoloyucan y Zumpango y al poniente con el de Tepotzotlán. El territorio lo integra únicamente la cabecera, dividida en once barrios.

(¹) Fuente, INEGI, México. Censo de población y Vivienda 1995, Resultados definitivos, Carla Topográfica, 1:50 000
TEOLOYUCÁN

Su extensión territorial es de 31.52 kilómetros cuadrados. Está integrado por 18 localidades, entre

las que destacan, la cabecera municipal, Santa Ana, Atzacolco y Axalpa.

Se ubica en el Valle de México, al norte del Distrito Federal y a 8 kilómetros de Cuautitlán; a una latitud norte de $19^{\circ}44'48''$ y una longitud oeste del Meridiano de Greenwich de $99^{\circ}10'43''$ y una altitud de 2,400 metros sobre el nivel del mar. Colinda al norte con los municipios de Coyotepec y Zumpango, al sur con Tepotzotlán y Cuautitlán; al este con Zumpango y al oeste con Tepotzotlán.

TEPOTZOTLÁN

Se ubica en la parte occidental de Zumpango, siendo sus límites: al norte con el estado de Hidalgo, los municipios de Coyotepec, Huehuetoca, Nicolás Romero y Cuautitlán Izcalli; al este con Teoloyucán y Cuautitlán Izcalli y al oeste con Villa del Carbón y al sur con el municipio de Nicolás Romero. Cuenta con una superficie de 208.83 kilómetros cuadrados y se divide en 13 localidades, siendo las principales la cabecera municipal de Tepotzotlán, San Mateo Solos, Santiago Cuatlalpan, Santa Cruz Tepotzotlán y la Concepción. La cabecera se localiza a los $19^{\circ} 42' 50''$ de latitud norte y a los $99^{\circ}13'24''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich; su altitud va de 2,250 a 2,900 metros sobre el nivel del mar.

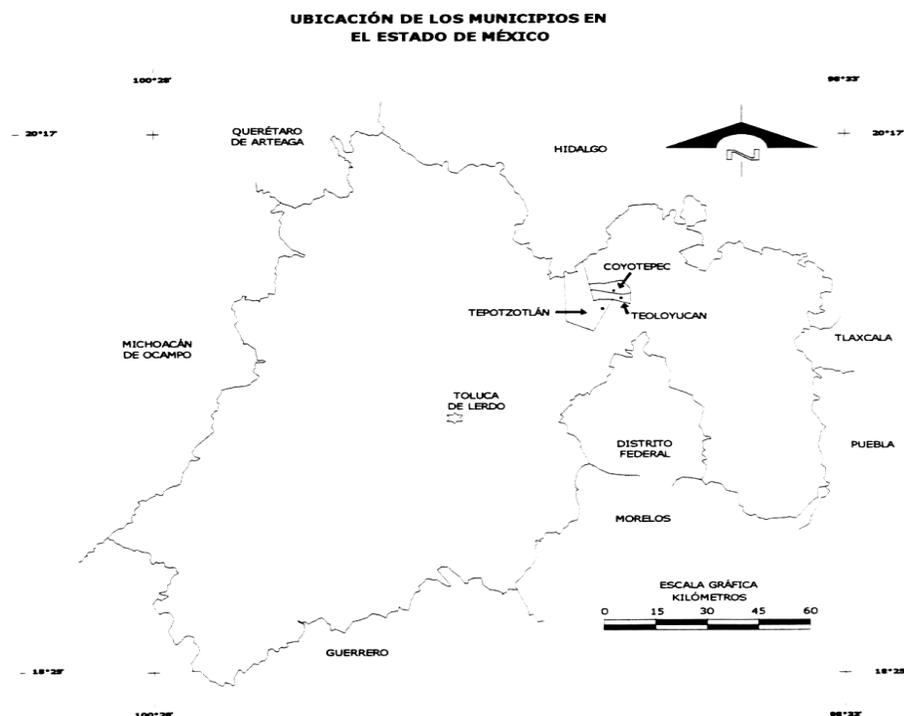


Figura 7.2 Localización de los municipios en estudio.

7.2.2 CLIMA.

La estación meteorológica más importante de esta zona es Acolman, que se ubica a $19^{\circ}26'12''$ de latitud norte y a $99^{\circ}04'48''$ de longitud oeste, su altitud es de 2,185 metros sobre el nivel del mar,

cuenta con información a partir del mes de enero de 1979.

Este sitio de observaciones meteorológicas cuenta con pluviógrafo 'Rossbach' de gráfica diaria, termómetro y pluviómetro.

TIPO DE CLIMA	SÍMBOLO	% DE LA SUPERFICIE ESTATAL
Cálido subhúmedo con lluvias en verano	A(w)	11.46
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano	Acw	10.42
Templado subhúmedo con lluvias en verano	C(w)	61.03
Semifrío húmedo con abundantes lluvias en verano	C(E)(m)	0.58
Semifrío a húmedo con lluvias en verano	C(E)(w)	11.02
Semiseco templado	Bs1k	5.28
Frío	E (T)	0.21

Tabla 7.1 Tipos de climas en el Estado de México¹.

COYOTEPEC

Templado, subhúmedo, con lluvias en primavera y verano, y frío intenso en invierno. La época de vientos comprende los meses de febrero y marzo; la temperatura máxima es de 37°C, la mínima de 4 °C, y la media anual es de 16°C. Tiene una precipitación pluvial promedio anual de 676 milímetros.

TEOLOYUCÁN

El clima predominante de la región es el templado subhúmedo con lluvias en verano. La temperatura media es de 14.9°C, la máxima extrema es de 32.5°C y la mínima extrema es de 7.5°C.

¹ Fuente CGSNEGI, Carta de climas, 1:1 000 000
 °F venta CNA, Registro Mensual de Temperaturas Mes
 en °C, inédito

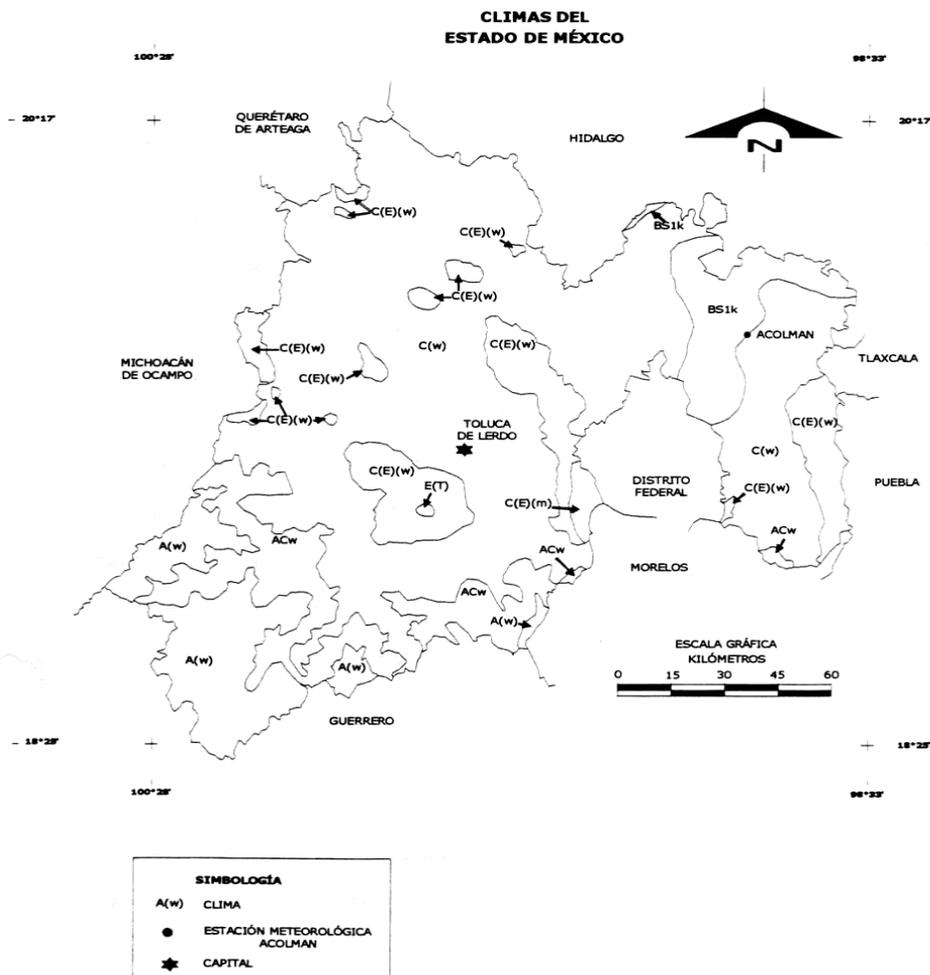


Figura 7.3 Mapa del Estado de México de sus diferentes tipos de clima.

La precipitación pluvial máxima es en 24 horas de 46.2 milímetros. La primera helada por lo común se presenta en noviembre y la última en marzo.

TEPOTZOTLÁN

Su clima es templado, subhúmedo, con lluvias en verano. La temperatura media anual es de 15.3° C, con una máxima de 33°C y una mínima de 6°C. La precipitación pluvial promedio es de 650 milímetros. Se registran heladas de octubre hasta abril.

7.3 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS



COYOTEPEC

Sólo pequeñas elevaciones interrumpen la horizontalidad del terreno en la parte oeste. En el punto más bajo alcanza los 2,100 metros sobre el nivel del mar y su punto más alto es la loma El Devisadero, a 2,560 metros sobre el nivel del mar. Otras dos lomas importantes son la Loma del Tepepa, sobre la que se asienta la cabecera municipal, la que tiene una elevación de 2,300 metros sobre el nivel del mar, y la Loma del Huaxúchitl, con una elevación de 2,460 metros sobre el nivel del mar. Su topografía es bastante regular, ya que adopta la forma de un extenso plano inclinado, con su parte más alta hacia el noroeste y la más baja hacia el sureste. Su regularidad apenas está interrumpida por suaves lomas que descienden de noroeste al sureste.

TELOYUCAN

Teoloyucán carece de formaciones orográficas de importancia, solo cuenta con pequeñas lomas al oeste, entre ellas la llamada lomas de Grullo, la mayor parte del territorio es un valle muy fértil.

TEPOTZOTLÁN

La mayor parte del suelo municipal es un conjunto de cañadas y lomeríos, circundados por una cadena montañosa denominada sierra de Tepotzotlán, que corresponde al segundo sistema orográfico de la Sierra Madre Occidental; entre las elevaciones más importantes se encuentran los cerros: de Tres Cabezas, la Peña Blanca, el Madroño, el Ocote, el Picacho, el Carrizal, las Auras y las Cuatas, el Azafrán, Culebras, Gordo, Grande, los Pedernales y el de Santa Rita.

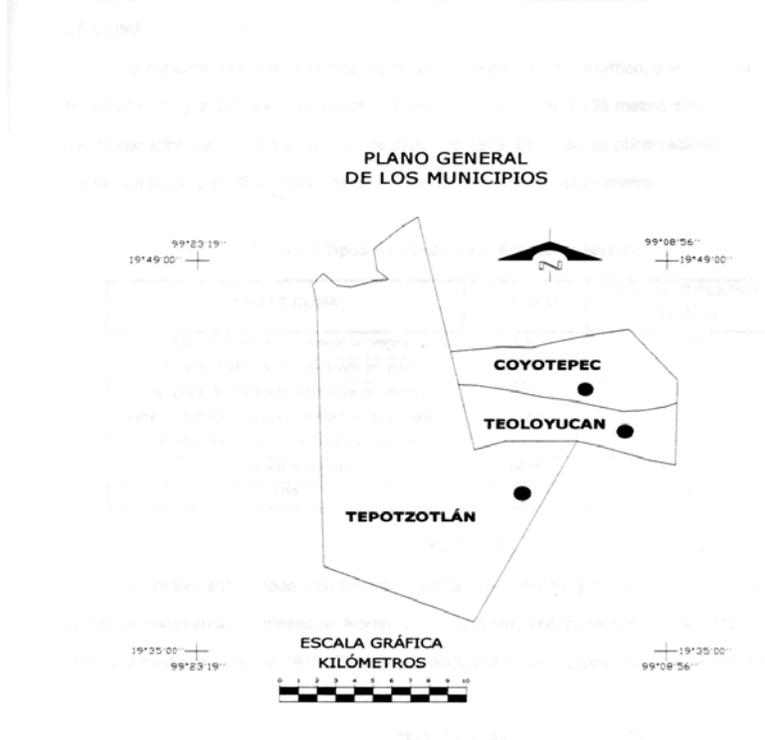


Figura 7.4 Croquis de localización de los 3 municipios en estudio.

7.4 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

7.4.1 TRABAJOS DE CAMPO.

Para iniciar los trabajos de campo se realizó una zonificación preliminar, para crear la programación de la campaña de exploración, al no encontrar algún cambio notable en los suelos se decidió solo realizar 6 pozos a cielo abierto.

Realizamos entonces la exploración del subsuelo con sondeos someros del tipo pozo a cielo abierto que alcanzaron profundidades variables entre 0.60 y 1.30 m. Estos se localizaron en el trazo de Río con separación entre cada uno de no más de 870 m. Para su ejecución se utilizó herramienta menor como son: pala, pico, cinceles, espátula, arco de segueta con alambre de acero, cinta métrica, martillo, machetes y cuchillos; de cada pozo se levantó el perfil estratigráfico de sus paredes y se obtuvieron muestras alteradas en estratos seleccionados.

Las muestras alteradas son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado en las que no se toman precauciones para conservar las características de estructura y humedad; no obstante, en algunas ocasiones conviene conocer el contenido de agua original del suelo, para lo cual las muestras se envasan y transportan en forma adecuada.

Terminada la exploración y muestreo realizamos un recorrido final por el trazo de proyecto para integrar la información obtenida. La información recolectada y las pruebas de laboratorio servirán para conocer la estratigrafía, las propiedades del material en el Río Chico, si es apto para servir de recubrimiento y las propiedades del banco de material.

7.4.2 TRABAJOS DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas de los pozos a cielo abierto fueron identificadas y protegidas para su traslado al laboratorio de Mecánica de Suelos, lugar en donde se les realizaron las siguientes pruebas:

1. Contenido de agua
2. Densidad de sólidos
3. Granulometría
4. Límites de plasticidad y contracción lineal Peso volumétrico seco

Contenido de agua

La humedad o contenido de agua de un suelo es la relación expresada en por ciento, entre el peso de agua que tiene el suelo y el peso de sus partículas sólidas. Para los fines de esta prueba el contenido de agua es el peso que pierde la muestra al someterse a un proceso de secado en horno a ciento cinco más menos cinco grados centígrados ($105^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$) y el peso de las partículas sólidas es el que tiene la muestra después de someterla a dicho proceso. Su determinación proporciona una información complementaria y en ciertos casos constituye una etapa fundamental de otras pruebas que se efectúan a los suelos. Por otra parte, el conocimiento del contenido natural del agua de un suelo en algunas ocasiones puede dar idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento.

La prueba estándar para la determinación de la humedad o contenido de agua, consiste en obtener una muestra de suelo representativa, someterla a un proceso de secado al horno y determinar la relación que existe entre el peso del agua que contiene y el peso seco del material. También se le conoce como contenido de humedad.

El equipo y materiales necesarios serán los que se indican a continuación:



- Balanza con aproximación de un centésimo de gramo.
- Horno con termostato que mantenga una temperatura de ciento cinco más menos cinco grados centígrados ($105 \pm 5^\circ\text{C}$).
- Recipiente, de tamaño adecuado de material resistente a la corrosión y a las altas temperaturas.

El procedimiento de la prueba es el siguiente:

- 1.- Se pesa un recipiente limpio y seco, se anota este peso como W' , en gramos.
- 2.- Se coloca la muestra de suelo húmedo en el recipiente, inmediatamente después, se determina su peso incluyendo el del recipiente y se registra este peso como $WH+T$, en gramos.
- 3.- Posteriormente la muestra húmeda con el recipiente se mantiene en el horno a una temperatura de ciento cinco más menos cinco grados centígrados, hasta obtener un peso constante, lo cual puede ocurrir en un lapso de 16 horas.
- 4.- Una vez obtenido el peso constante de la muestra, se registra como $WS+T$, en gramos.
- 5.- El cálculo del contenido de humedad se realiza de la siguiente forma:

Se obtiene el peso del agua en gramos WW

$$WH-T - WS-T = WW \quad \text{Ec. 7.1}$$

Donde:

$WH+T$ = Peso de la muestra húmeda más el recipiente (ó tara) en gramos.

$WS+T$ = Peso de la muestra seca más el recipiente (o tara) en gramos.

Ww = Peso del agua en gramos.

Después obtenemos el Peso de las Partículas Sólidas de la muestra, en gramos:

Donde:

$WS+T$ = Peso de la muestra seca más el recipiente (ó tara) en gramos.

WT = Peso del recipiente (ó tara) en gramos.

Ws = Peso de las partículas sólidas de la muestra, en gramos.

Por último se obtiene el Contenido de Agua en porcentaje, con la siguiente fórmula:

$$W_{S+T} - w_T = W_S \quad \text{Ec. 7.2}$$

Donde:

Ww = Peso del agua en gramos.

Ws = Peso de las partículas sólidas de la muestra, en gramos.

W = El contenido de agua en porcentaje.

DENSIDAD DE SÓLIDOS.

El equipo y materiales necesarios para efectuar las pruebas son los siguientes:

- Matraz aforado de vidrio refractado, de cuello largo y fondo plano, de quinientos (500)



centímetros cúbicos de capacidad.

- Malla número 4 (4.75 mm).
- Balanza de un Kg. de capacidad con aproximación de cero punto cero un gramo (0.01 g).
- Termómetro graduado de cero a cincuenta grados centígrados (0.0 – 50.0 °C), con aproximación de cero punto un grado centígrado (0.1 C).
- Parrilla eléctrica ó fuente de calor de función similar.
- Trampa de vacío ó dispositivo neumático capaz de producir un vacío máximo correspondiente a cien {100} milímetros de mercurio, (0.136 Kg./cm²).
- Espátula.
- Cápsula de porcelana de un litro de capacidad.
- Batidora.
- Embudo.
- Agua destilada.
- Alcohol.
- Éter sulfúrico.
- Mezcla crómica para lavado, que se obtiene disolviendo en caliente sesenta gramos de bicromato de potasio, en trescientos centímetros cúbicos de agua destilada, a la cual se le adicionan en frío cuatrocientos cincuenta centímetros cúbicos de ácido sulfúrico comercial.
- Papel absorbente.
- Horno con termostato que mantenga una temperatura de ciento cinco más menos cinco grados centígrados (105 ± 5°C).

Para el caso de suelos arcillosos, la prueba se efectuará con la siguiente metodología:

1.- Se lava el matraz con la mezcla crómica para eliminar la grasa que pueda tener adherida en su interior, se enjuaga con agua destilada y se escurre perfectamente, bañando a continuación su pared interior con alcohol para eliminar los residuos de agua.

Para analizar el lavado se enjuaga nuevamente el matraz con éter sulfúrico y con objeto de facilitar la eliminación de éste, se coloca el matraz en un soporte con la boca hacia abajo, durante diez (10) minutos.

2.- Se determina el peso del matraz seco y limpio, y se anota este peso como W_v, en gramos.

3.- El material para esta muestra se deberá dejar secando unas 24 horas antes de esta prueba, de este material seco, se obtendrá un cribado en la malla número 4.75, una porción de cien (100) gramos, aproximadamente, de la fracción que pase dicha malla.

4.- Se deposita el material en una cápsula, se adiciona agua destilada y se mezcla con la espátula hasta obtener una mezcla suave. Se coloca la pasta en el vaso de la batidora, se agrega agua

destilada hasta completar aproximadamente doscientos cincuenta (250) centímetros cúbicos y se hace funcionar durante un lapso de quince minutos, aproximadamente, para formar una suspensión uniforme.

5.- Del material obtenido como se indicó en el párrafo anterior, se pesa una cantidad de cien a quinientos gramos y se registra este peso como W_w .

6.- Inmediatamente después de preparar la muestra conforme a lo indicado en los párrafos anteriores, utilizando el embudo se coloca cuidadosamente ésta en el matraz limpio y se le vierte agua destilada, hasta la mitad de su volumen, aproximadamente.

7.- Empleando el dispositivo de succión, se aplica vacío al matraz durante quince minutos, con el objeto de extraer el aire contenido en la muestra; para facilitar este proceso se agita cuidadosamente la suspensión con un movimiento giratorio del matraz alrededor de su eje. La succión que se aplique no deberá exceder de cien milímetros de mercurio (0.136 kg/cm²).

8.- Se agrega cuidadosamente agua destilada hasta la marca de aforo y se vuelve a aplicar vacío, para asegurar que no haya quedado aire atrapado en la muestra, lo cual ocurrirá cuando ya no se observe ninguna variación en el nivel del menisco. Una vez que se ha logrado eliminar el aire de la suspensión, deberá hacerse coincidir el nivel inferior del menisco con la marca del aforo; para esto si es necesario, se quita o agrega agua destilada, utilizando un cuentagotas.

Se secan cuidadosamente la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del mismo; para ésta última operación podrá emplearse un papel absorbente enrollado, evitando tocar y perturbar el menisco. Se pesa el matraz con el suelo y el agua, anotándose este peso como W_{FSW} , en gramos.

9.- Se tapa el matraz y se invierte varias veces en forma cuidadosa, con el fin de unificar la temperatura de la suspensión y a continuación se coloca el bulbo del termómetro en el centro del matraz, y la temperatura que registre será considerada como la de la prueba.

10.- Una vez concluidas las etapas anteriores, se vierte toda la suspensión a una cápsula de porcelana, empleando el agua necesaria para arrastrar todas las partículas del suelo y se deja reposar durante 24 horas. Se elimina el agua sobrante mediante decantación y se lleva la muestra al horno para su secado total a peso constante, a una temperatura de ciento cinco más menos cinco grados centígrados, se determina y se anota el peso seco de la muestra como W_s , en gramos.

11.- El cálculo para la densidad de sólidos se obtiene con la formula que a continuación se presenta, ésta se aplica tanto para suelos cohesivos como para suelos no cohesivos:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{FW} + W_s - W_{FSW}} \quad \text{Ec. 7.3}$$

W_s = Peso del suelo secado al horno, en gramos.

W_{pw} = Peso del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba, en gramos.

W_{FSW} = Peso del matraz conteniendo al suelo y agua hasta la marca de aforo a la temperatura de

prueba, en gramos.

GRANULOMETRÍA

Esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo, pasándolo a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y en pesar las proporciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dichos retenidos como porcentajes en peso de la muestra total,

El equipo y materiales necesarios son los siguientes:

- Balanza de 20 kilogramos de capacidad y cinco gramos de aproximación.
- Balanza de dos kilogramos de capacidad y cero punto un gramo de aproximación.
- Charolas de lámina.
- Cucharón de lámina.
- Horno con termostato que mantenga una temperatura de ciento cinco más o menos cinco grados centígrados ($105 \pm 5^{\circ}\text{C}$).
- Cepillo de cerdas.
- Cepillo de alambre delgado.
- Juego de mallas de las siguientes designaciones: Núms. 75.0, 50.0, 37.5, 25.0, 19.0, 12.5, 9.5, 4.75, 2.00, 0.850, 0.425, 0.250, 0.150 y 0.075 mm,
- Tapa y fondo para el juego de mallas.
- Vaso de aluminio de un litro,
- Agitador mecánico del tipo “Ro-tap”,

La prueba se desarrolla con el siguiente procedimiento:

1.- Se toma una muestra representativa del suelo en estudio y se pasa por la malla Número 4, esto es con el objeto de dividir la muestra en dos fracciones (gruesos y finos) para su mejor manejo. Por las características del material del suelo en estudio no es necesario dividir la muestra en dos solo se consideraran las mallas necesarias para conocer su diámetro, esto es solo se usarán las mallas de la número 9.50 a la 0.075.

2.- Se coloca esta muestra en el vaso metálico y se agregan 500 centímetros cúbicos de agua, aproximadamente, dejándose en reposo durante 12 horas, como mínimo.

Transcurrido este lapso, se lava la muestra a través de la malla numero 0.075, el lavado se hará agitando el contenido del vaso con una varilla durante 15 minutos, moviéndola en forma de ocho y dejando reposar dicho contenido durante 30 segundos. Inmediatamente después se decanta la suspensión sobre la malla número 0.075, para facilitar el paso de las partículas a través de la malla, deberá aplicarse sobre ésta un chorro de agua a baja presión. Se repite esta operación hasta que el agua de la malla salga limpia.

3.- A continuación se regresa al vaso metálico el material que se haya retenido en la malla número 0.075, se seca en el horno un lapso no menor de dieciséis horas, a una temperatura de ciento

cinco más menos cinco grados centígrados ($105 \pm 5^\circ\text{C}$), hasta que el peso de la muestra sea constante, después se saca del horno y se deja enfriar a temperatura ambiente.

4.- Se superponen las mallas a partir de la charola de fondo, en el siguiente orden: 0.075, 0.150, 0.250, 0.425, 0.850 y 2.0. Se vierte material sobre la malla superior, se coloca la tapa y se efectúa la operación de cribado, se deja en el agitador mecánico durante 5 minutos.

5.- Se retira la tapa, se separa la malla número 2.0 y se agita sobre la charola, hasta que se estime que el peso del material que pasa por dicha malla durante un minuto no sea mayor de un gramo.

Se vierte sobre la malla 0.850 el material que pasó la malla número 2.0 y se deposita en la charola. Repite este procedimiento de cribado adicional con cada una de las mallas restantes. Las partículas que hayan quedado atoradas deberán regresarse a las porciones retenidas correspondientes, cepillando l mallas por el revés, a continuación se pesan los materiales retenidos en cada una de las mallas y s anotan los pesos respectivos como WJ, en gramos.

6.- La composición granulométrica se calculará como se indica a continuación: Deberán dividirse los pesos WJ, en gramos, retenidos en cada una de las mallas número 2.0, 0.850, 0.425, 0.250, 0.150 y 0.075, entre el peso de la muestra seca en gramos, después de lo cual deberán multiplicar los cocientes anteriores por el ciento que pasa la malla Número 4.75, para obtiene porcentajes retenidos parciales "J", aproximadamente hasta la primera decimal. La suma de los pesos WJ, restada del peso total de la muestra seca, dará el peso del material que pasa la malla número 0.075, el que se deberá expresarse también en por ciento respecto al total W_o , de la muestra seca.

Estos porcentajes se calculan empleando la fórmula siguiente:

$$J = \frac{W_J}{W_M} \left(100 \frac{W_{D2}}{W_D} \right) \quad \text{Ec. 7.4}$$

Donde:

J = Es el retenido parcial en cada malla desde la número 2.0 a la número 0.075 y el que pasa la malla número 0.075, en por ciento del peso total de la muestra.

WJ = Peso del material seco retenido parcialmente en cada malla y el de la fracción que pasa la malla número 0.075 del material seco, en gramos.

WM = Peso en gramos de la muestra seca.

100 (W_{D2}/W_o) = Es la fracción que pasa la malla número 4.75, en por ciento.

WD2 = Es el peso de la fracción que pasa la malla numero 4.75 de la muestra seca en gramos.

Wo = Es el peso de la porción que representativa del material seco (la muestra representativa).

El retenido parcial en por ciento correspondiente a la malla 4.75, deberá restarse de 100, para calcular el porcentaje de partículas que pasan dicha malla.

Después deberán hacerse sustracciones sucesivas, restando del valor inmediato anterior obtenido, el por ciento parcial retenido en la malla que le sigue en abertura inferior, con lo cual se irán calculando los porcentajes que pasan en cada una de las mallas, hasta llegar a la malla número 0.075 y se dibuja la gráfica que representa la composición granulométrica de un suelo. Para fines de clasificación del suelo deberán calcularse los coeficientes de uniformidad C_u y de curvatura C_c , que se emplean para juzgar la graduación del material, por medio de las siguientes fórmulas:

$$C_c = \left(\frac{D_{60}}{D_{90}} \right) \quad \text{Ec. 7.5}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^3}{D_{60} \times D_{90}} \quad \text{Ec. 7.6}$$

Donde:

C_u = Es el coeficiente de uniformidad del material, número abstracto.

C_c = Es el coeficiente de curvatura del material, número abstracto.

D_{10} , D_{30} y D_{60} = Representan los tamaños de las partículas de suelos en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al diez por ciento, treinta por ciento y sesenta por ciento.

LÍMITES DE PLASTICIDAD Y CONTRACCIÓN LÍNEAL.

Los métodos de prueba que a continuación se describen tienen por objeto conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa por la malla número 0.425, cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de suelos.

La plasticidad es la propiedad de algunos suelos que les permite, bajo ciertas condiciones de humedad, mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, desmoronarse ó sufrir cambios volumétricos apreciables. Esta propiedad es originada por fenómenos electroquímicos, que propician la formación de una capa de agua absorbida de consistencia viscosa, alrededor de las partículas, cuyo efecto en la interacción de dichas partículas determina el comportamiento plástico del suelo.

De acuerdo a su contenido de agua, los suelos pueden presentar algunos de los siguientes cinco estados de consistencia:

- 1.- Estado Líquido, cuando manifiestan las propiedades de una suspensión.
- 2.- Estado Semilíquido, cuando los suelos tienen el comportamiento de un fluido viscoso.
- 3.- Estado Plástico, en el cual los suelos presentan la propiedad que les permite, bajo ciertas condiciones de humedad, mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, desmoronarse ó sufrir cambios volumétricos apreciables.
- 4.- Estado Semisólido, en el que la apariencia de los suelos es de la de un sólido; sin embargo al secarse disminuye de volumen.
- 5.- Estado Sólido, en el que el volumen de los suelos no varía aun cuando se les somete ha secado.

Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt, han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de 4e partículas Minerales. Las fronteras de estos estados fueron desarrollados por Atterberg.

Las fronteras entre los estados de consistencia mencionados, se conocen bajo el nombre general de límites de consistencia, los cuales se indican a continuación:

Límite Líquido, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semilíquido y plástico.

Límite Plástico, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados plásticos y semisólido.

Límite de Contracción, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semisólido y sólido.

A la diferencia aritmética entre el límite líquido y el límite plástico, se le denomina índice plástico. La contracción de un suelo es la reducción del volumen del mismo, medida en sus dimensiones y expresada en porcentaje de la dimensión original, cuando la humedad se reduce desde la correspondiente al límite líquido hasta la del límite de contracción.

LÍMITE LÍQUIDO.

Para determinar el límite líquido de un suelo se emplea el siguiente equipo y material:

- Cápsula de porcelana de 12 centímetros de diámetro.
- Espátula de hoja de acero flexible de 5 centímetros de longitud y 2 centímetros de ancho, con punta redonda.
- Cuentagotas.
- Copa de Casagrande calibrada para una altura de 1 centímetro, provista de ranuradores, uno plano y otro curvo.
- Balanza de 200 gramos de capacidad y 0.01 gramos de aproximación.
- Taras.
- Horno con termostato que mantenga la temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.
- Vaso ó recipiente con capacidad de 0.5 litros.

Para obtener el límite líquido se emplea el procedimiento de la copa de Casagrande, según el cual se define como límite líquido el contenido de agua de la fracción del suelo que pasa la malla número 0.425.

“ De la investigación de Terzaghi y Casagrande se desarrolló este recipiente de bronce”.

Cuando al ser colocada en la copa de Casagrande y se hace en ella una ranura trapecial de dimensiones específicas, los bordes inferiores de la misma se ponen en contacto en una longitud de trece punto cero (13.0) milímetros, después de golpear la copa veinticinco veces, dejándola caer contra la superficie dura de características especiales, desde una altura de un (1.00) centímetro, a la velocidad de dos golpes por segundo. Se harán 3 pruebas variando la cantidad de agua que se le adicione al material, esta deberá ser integrada de tal forma que los golpes queden



comprendidos entre 10 y 30 golpes, siendo necesario obtener valores distintos en cada prueba. En el método estándar (límite líquido se determina gráficamente mediante la curva de fluidez, la que se obtiene uniendo los puntos que representan los contenidos de agua correspondientes a diversos números de golpes, para los cuales la ranura se cierra en la longitud especificada.

LÍMITE PLÁSTICO.

Se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla número 0.40, para que se pueda formar con ella cilindros de tres milímetros, sin que se rompan o desmoronen.

Para determinar el límite plástico de un suelo se emplea el siguiente equipo y material:

- Cápsula de porcelana de 12 centímetros de diámetro.
- Espátula de hoja de acero flexible de 7.5 centímetros de longitud y 2 centímetros de ancho, con punta redonda.
- Placa de vidrio con dimensiones mínimas aproximadas de 40 cm. por 40 cm. de lado y 0.6 cm. de espesor.
- Balanza de 200 gramos de capacidad y 0.01 gramos de aproximación.
- Taras.
- Alambre de acero, de 3 milímetros de diámetro y 10 centímetros de longitud.
- Horno con termostato que mantenga la temperatura constante de 105 +/- 5°C.

Para desarrollar esta prueba se necesitan 250 gramos de material previamente cribado por la malla número 0.40, se le da la forma de una pequeña esfera de aproximadamente 12 milímetros de diámetro, que deberá moldearse con los dedos para que pierda la humedad y se forme un cilindro manipulándola sobre la palma de la mano, aplicando con los dedos la presión necesaria para tal objeto.

A continuación se enrolla el cilindro con los dedos de la mano sobre la placa de vidrio, dándole la presión requerida para reducir su diámetro hasta que sea uniforme en toda su longitud y ligeramente mayor de 3 milímetros.

La velocidad de rolado debe ser de sesenta a ochenta ciclos por minuto. Si al alcanzar el diámetro de 3 mm, el cilindro no se rompe en varias secciones, su humedad es superior a la del límite plástico.

En este caso se debe juntar todo el material y formarse nuevamente una pequeña esfera y comenzar el procedimiento de nuevo hasta que el cilindro se rompa en varios segmentos precisamente en el momento de alcanzar el diámetro de 3 mm, y se verifica comparándolo con el alambre de 3 mm. Enseguida se preparan los trocitos para obtener su contenido de humedad en el horno.

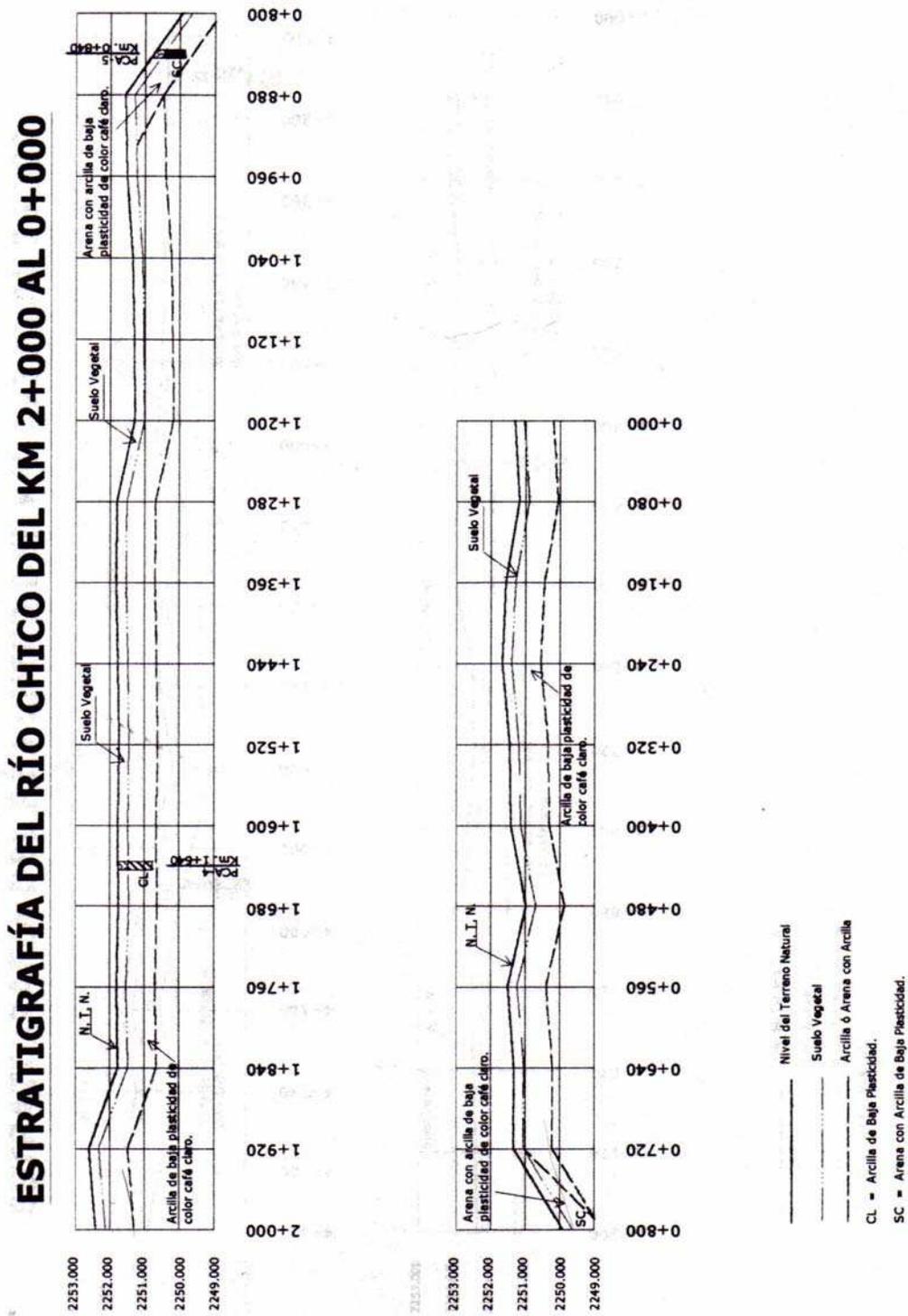


Figura 7.5 Estratigrafía de una sección del canal originado de sondeos (pozo a cielo abierto)

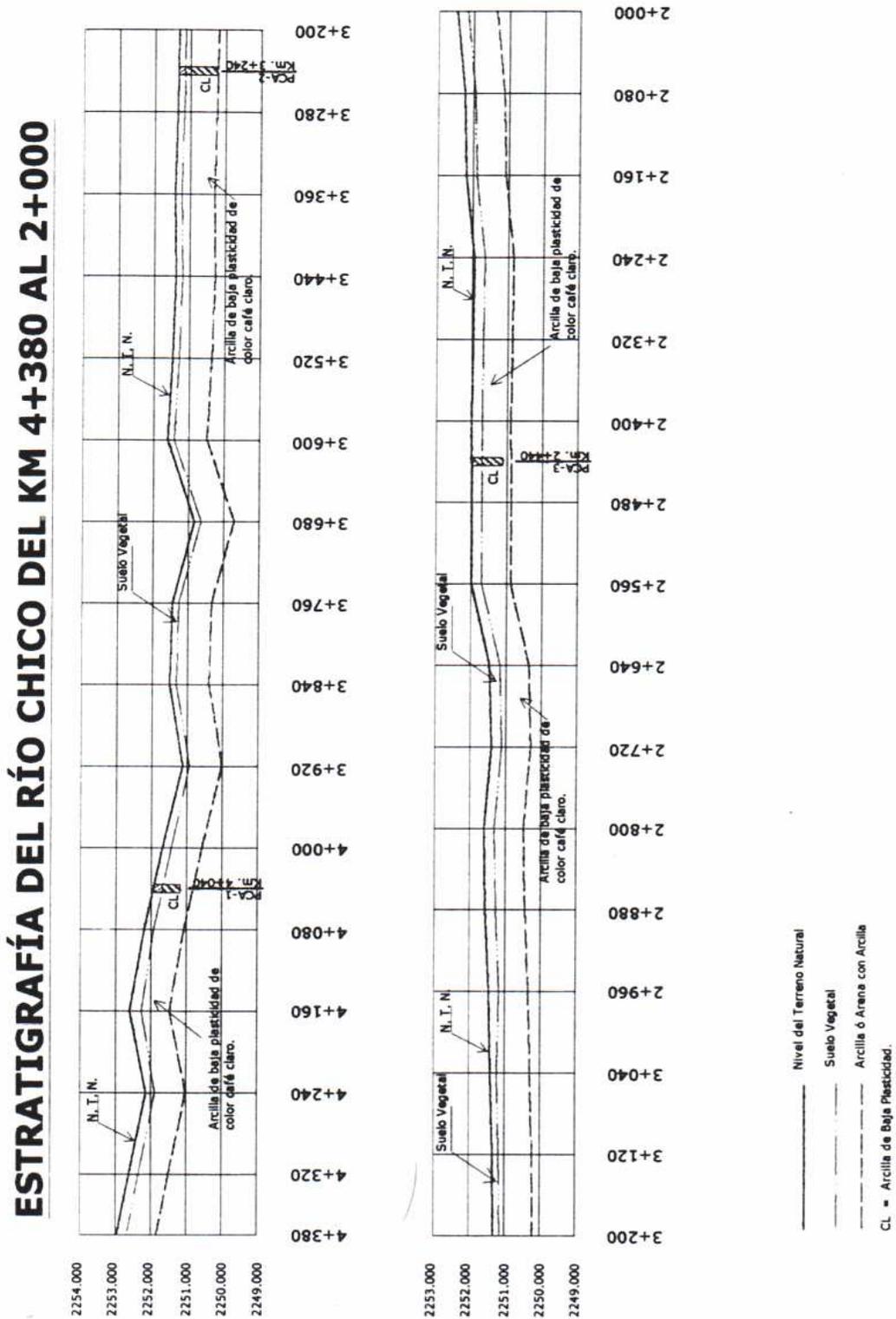


Figura 7.6 Estratigrafía de una sección del canal originado de sondeos (pozo a cielo abierto)

Del kilómetro 4+00 al 2+720, en este tramo encontramos zonas de cultivo con pendiente suave, aquí se localiza el PCA-2 en el kilómetro 3+240.

La capa vegetal es varia de 0.30 a 0.20 m de espesor y está constituida por un limo arcilloso de color negro, por debajo de la capa vegetal se localiza una arena con arcilla color café claro que presenta una compacidad media a compacta.

Las pruebas de laboratorio realizadas en la arena arcillosa indican que tiene un límite líquido de 37.17%, límite plástico de 23.11% e índice plástico de 14.06%. El análisis granulométrico realizado mostró que contiene de 0.0% de grava, de 29% de arena y de 71% de finos. El contenido natural de agua es de 17%. El peso volumétrico seco es de 1.180 ton/m³. Con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) a esta muestra se le clasifica con el símbolo CL, es decir es una arcilla de baja plasticidad.

Del kilómetro 2+720 al 1+280, para el estudio de esta zona realizamos dos pozos a cielo abierto, el PCA-3 y el PCA-4, localizados en los kilómetros 2+440 y 1+640 respectivamente, la pendiente de esta zona es suave, en esta zona hay cultivos en ambas márgenes del río.

La capa vegetal es de 0.30 m de espesor y está constituida por un limo arcilloso de color negro, por debajo de la capa vegetal se localiza una arena con arcilla color café claro que presenta una compacidad media a compacta.

Las pruebas de laboratorio realizadas en la arena arcillosa indican que tiene un límite líquido de 39%, límite plástico de 21% e índice plástico de 18%. El análisis granulométrico realizado mostró que contiene de 0.0 % de grava, varia de 34 a 30% de arena y de 70 a 65% de finos. El contenido natural de agua es de 15%. El peso volumétrico varía de 1.100 a 1.170 ton/m³. Con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) a esta muestra se le clasifica con el símbolo CL, es decir es una arcilla de baja plasticidad.

Del kilómetro 1+280 a 0+000, en esta zona realizamos el PCA-5 que localizamos en el kilómetro 0+840, es una zona de cultivos y hay algunas casas en las márgenes, la pendiente de esta zona es suave.

La capa vegetal es de 0.30 m de espesor y está constituida por un limo arcilloso de color negro, por debajo de la capa vegetal localizamos una arena con arcilla color café claro que presenta una compacidad media a compacta.

Las pruebas de laboratorio realizadas en la arena arcillosa indican que tiene un límite líquido de 29%, limite plástico de 21% e índice plástico de 8%. El análisis granulométrico realizado mostró que contiene de 0.0% de grava, 68% de arena y 32% de finos. El contenido natural de agua es de 8%. El peso volumétrico es de 1.180 ton/m³ Con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) a este muestra se le dosifica con el símbolo SC, es decir es una arena con arcilla de baja plasticidad.

En el cadenamiento 1+420 localizamos un banco de material (arcilla), aquí realizamos un pozo a cielo abierto para obtener sus propiedades índice, la capa vegetal es de 0.30 m de espesor y está constituida por un limo arcilloso de color negro, por debajo de la capa vegetal se localiza una arcilla color café claro que presenta una compacidad media a compacta.

Las pruebas de laboratorio realizadas en la arcilla indican que tiene un limite liquido de 41.5%, limite plástico de 25% e índice plástico de 16.5%. El análisis granulométrico realizado mostró que



contiene de 0% de grava, 20% de arena y 80% de finos. El contenido natural de agua es de 14%. El peso volumétrico es de 1.210 ton/m³. Con base en el Sistema Unificado de

Clasificación de Suelos (SUCS) a esta muestra se le clasifica con el símbolo CL, es decir es una arcilla de baja plasticidad.

IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS.

En el diseño y construcción de canales es importante determinar el tipo de suelo, esto se refiere específicamente al comportamiento de las arcillas, ya que se han presentado problemas de deformaciones por el efecto de las variaciones del contenido de agua ocasionando la falla de los taludes, al saturarse las arcillas disminuye su resistencia al corte, también afectando de manera directa al talud de los canales, otro problema se presenta en los canales construidos dentro de limos de baja compactación, que al saturarse sufren asentamientos produciendo fallas en las secciones de los canales.

SUELOS EXPANSIVOS.

Es todo material que en contacto con el agua experimenta cambios volumétricos significativos, los cuales se traducen generalmente en movimientos del suelo, que se transmiten a la estructura afectando su funcionamiento ya sea a través de grietas ó fisuras, ó de roturas en instalaciones que llegan a la construcción.

7.5 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

COYOTEPEC

La hidrografía está representada fundamentalmente, por el río Cuautitlán, que cruza por el municipio, de sur a norte, existe también el río Chico. El sistema hidrológico está representado fundamentalmente por la presa de San Guillermo; cuya capacidad es de 5 millones de metros cúbicos, y está ampliada mediante desazolve. También está el borde Chautenco; dentro de los límites del municipio no hay manantiales y el agua potable debe obtenerse de pozos profundos.

TEOLOYUCÁN

La hidrografía en el municipio está representada por dos ríos; el Cuautitlán y el Chico. El municipio carece de presas y bordos; el agua potable que se consume proviene de pozos que en su mayoría se encuentran cerca de los ríos.

TEPOTZOTLÁN

La superficie del municipio es regada por los ríos Los Arcos, La Salitrera y El Oros; cuenta con numerosos arroyos, entre los cuales se encuentran El Ocote, Los Pocitos, Las Piletas y El Arco. En la parte central se localiza la presa de almacenamiento de la concepción. Al este del municipio se encuentra el río Chico.

7.5.1 RECOPIACIÓN DE DATOS EN ESTACIONES METEOROLÓGICAS².

Para entender el comportamiento del agua en la naturaleza es necesario describir el Ciclo Hidrológico, éste como su nombre lo dice no tiene principio ni fin, y se puede describir desde cualquier punto.

El agua que se encuentra sobre la superficie o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra.

El agua interceptada, una parte de la infiltrada y una parte de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra, otra llega a los océanos u otros cuerpos de agua, como presas y lagos.

Del agua infiltrada una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmósfera y otra parte huye bajo la superficie de la tierra hacia corrientes, el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del subsuelo para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales ríos o al mar.

Una representación gráfica del Ciclo Hidrológico se muestra en la Figura 7.7, partiendo de este esquema se puede observar la importancia de la precipitación, que es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

Los aparatos más usuales en México para medir la precipitación son los pluviómetros y los pluviógrafos. Los pluviómetros están formados por un recipiente cilíndrico graduado de área transversal "a", al que descarga un embudo que capta el agua de lluvia, y cuya área de captación es "A" (ver figura 7.8). El área de captación "A" es normalmente 10 veces mayor que el área del recipiente "a", con el objeto de que, se puedan leer fácilmente milímetros o aún fracciones de milímetros.

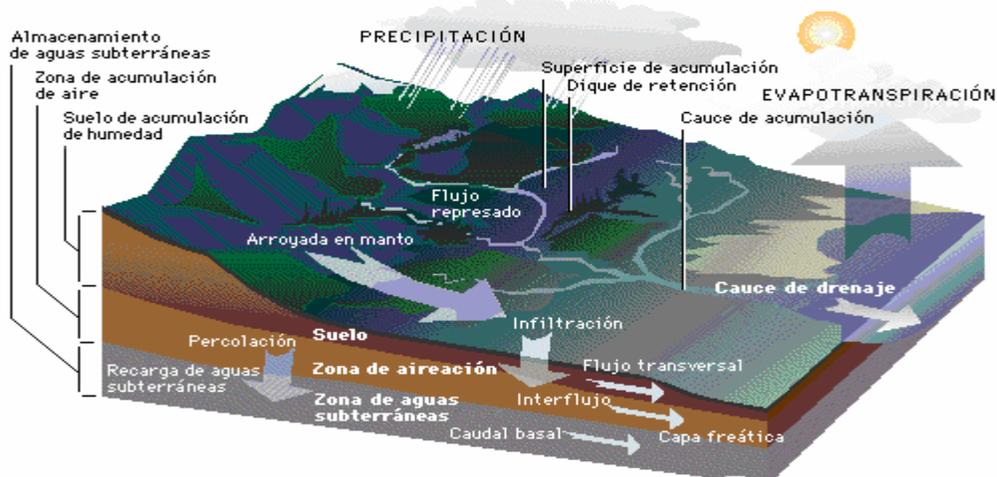


Figura 7.7 Croquis de ciclo hidrológico.

² Fuente CGSNEGI, Secretaría Hidrológica de Aguas Superficiales, 1: 1 000 000

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros, con la diferencia que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo está formado por un tambor que gira a velocidad constante, sobre él, se coloca un papel graduado especial. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel (ver figura 7.8).

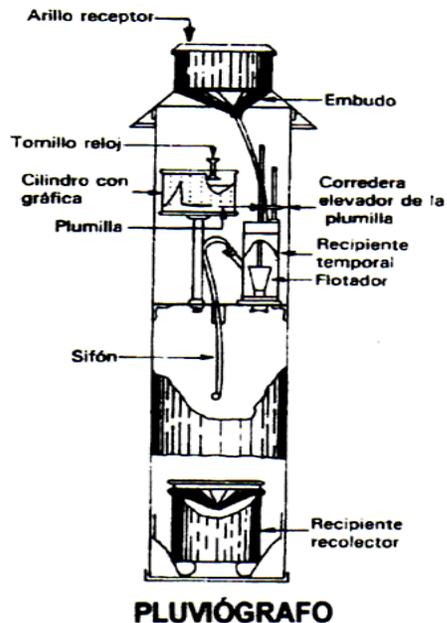
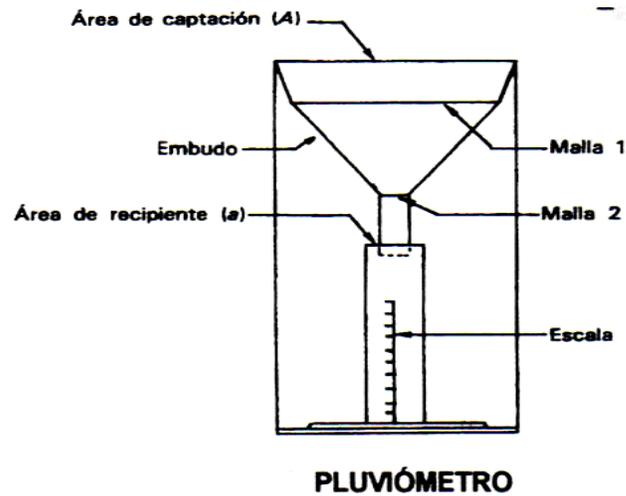


Figura 7.8 Aparatos más usuales en México para medir la precipitación.

Usualmente, estos aparatos solo registran la lluvia en un punto de la cuenca, para tener un

conocimiento mayor de la lluvia, es necesario conocer la lluvia media, para desarrollar este cálculo existen tres métodos de aceptación general: el aritmético, el de los polígonos de Thiessen y el de las isoyetas.

A continuación se presentan los reportes obtenidos de las estaciones más cercanas a la cuenca en estudio, estas estaciones meteorológicas son las siguientes:

ESTACIÓN	UBICACIÓN		ALTITUD	
	LATITUD	LONGITUD	(MSNM)	CLAVE
Huehuetoca, Huehuetoca	19 ° 51'	99° 12'	2258	15032
Presa Guadalupe, Tultitlán	19° 36'	99° 15'	2300	15073
Presa La Concepción	19° 47'	99° 17'	2360	15074
Represa, Alemán Tepotzotlán	19° 43'	99° 14'	2260	15081
San Martín Obispo	19° 37'	99° 11'	2253	15098
Tultepec, Tultepec	19° 41'	99° 06'	2245	15129
San Miguel, Jagüeyes	19° 50'	99° 16'	2250	15156
La Mora, Apaxco	19° 52'	99° 10'	2172	15188

Tabla 7.2 Estaciones Meteorológicas (Ubicación, Altitud y Clave).

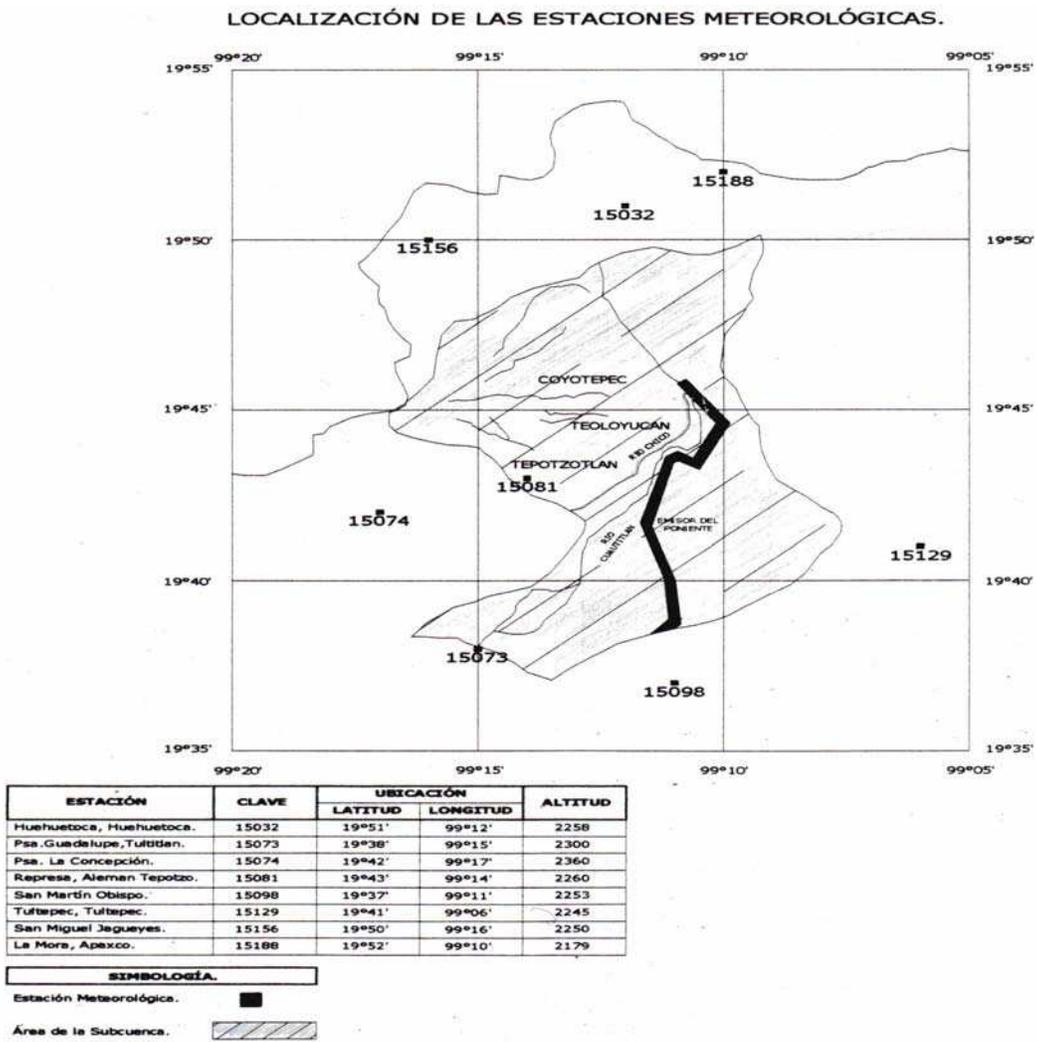


Figura 7.9 Croquis de localización de las estaciones meteorológicas más cercanas al sitio en estudio.

ESTACIÓN	UBICACIÓN		ALTITUD (msnm)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)
	LATITUD	LONGITUD		
Huehuetoca, Huehuetoca	19° 51'	99° 12'	2258	
112.40				
Presa Guadalupe, Tulipán	19° 38'	99° 15'	2300	78.90
Presa La Concepción	19° 42'	99° 17'	2360	100.60
Represa, Alemán Tepetzotlán	19° 43'	99° 14'	2260	76.50
San Martín Obispo	19° 37'	99° 11'	2253	73.60
Tultepec, Tultepec	19° 41'	99° 06'	2245	68.60
San Miguel, Jaques	19° 50'	99° 16'	2250	112.50
La Mora, Apaxco	19° 52'	99° 10'	2179	81.10

Tabla 7.3 Estaciones Meteorológicas (Ubicación, Altitud y Precipitación Máxima).

La Cuenca se define como una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La Cuenca del Valle de México está localizada en el extremo sur del Altiplano, sobre el paralelo de 19° de latitud norte, que coincide con la situación del Eje Neovolcánico,

Su forma es la de un rectángulo irregular indinado en sentido noreste – suroeste, con longitud mayor de 120 Kilómetros y menor de 80 en promedio, tiene una superficie de 9,600.000 Km², colinda al norte con la Cuenca del Río Pánuco, al noreste con la Cuenca del Norte y Centro de Veracruz, al sur y suroeste con la Cuenca del Río Balsas, al suroeste con la Cuenca de Lerma-Chapala.



Figura 7.10 Croquis de localización de las cuencas de la republica Mexicana.

En la figura No. 7.10 se muestran las Cuencas de la República Mexicana, en la figura 7.11 se muestra parte de la cuenca del Valle de México, ahí se hace referencia a la subcuenca de estudio, marcada con una línea distinta, la subcuenca tiene una superficie de 37.50 Km², se localiza entre los 19°50' y 19°37' de latitud norte y 99°07' y 99°17' de longitud oeste.

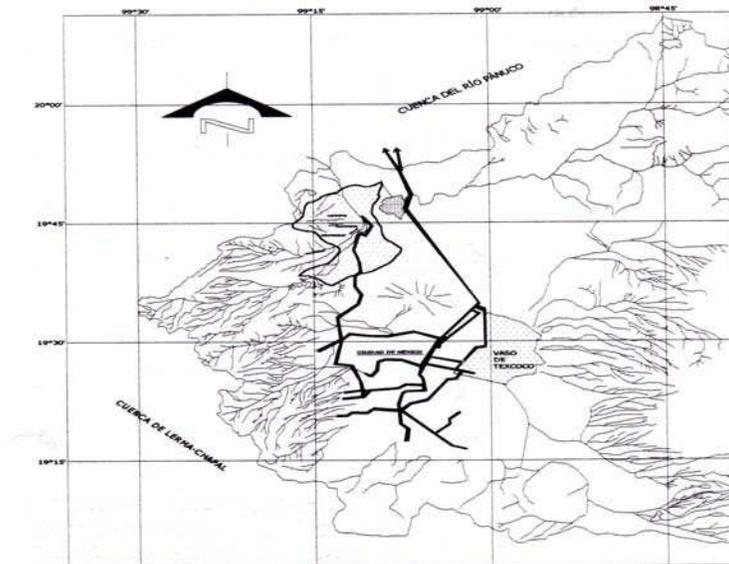


Figura 7.11 Croquis de localización de la cuenca del valle de México.

7.6 APLICACIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO CHICO, EDO DE MÉXICO.

7.6.1 CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO.

Con la información obtenida del Censo General de Población y Vivienda del año 2000, conocemos la población actual de los municipios en estudio. Calculamos la población futura hasta el año 2020, considerando 20 años como vida económica del proyecto. En la tabla 7.4 se muestra la población de Tepotzotlán, Teoloyucan y Coyotepec, obtenidos en los Censos Generales de Población y Vivienda de los años 1960, 1970, 1980, 1990 y 2000.

El proyecto se propone para una vida útil de 20 años, por el número de habitantes de la zona, para determinar la población futura a la que va a beneficiar el proyecto se realiza una extrapolación con los siguientes datos (Tabla 7.4) con el fin de dar como resultado la población para el año 2020.

Los métodos que se desarrollaran son los siguientes: método aritmético, método geométrico por porcentajes, método geométrico de interés compuesto y el método de incrementos diferenciales.

MUNICIPIO	POBLACIÓN (Habitantes)				
	1960	1970	1980	1990	2000
Coyotepec	5 967	8 888	19 796	24 451	35 358
Teoloyucán	9,939	15,477	28,836	41,964	66,558
Tepetzotlán	12,682	21,902	27,099	39,647	62,280
Σ	28,588	46,267	75,731	106,062	164,196

Tabla 7.4 Población de los Municipios (Tepetzotlán, Teoloyucan y Coyotepec) Registrada en los Censos Generales de Población y Vivienda de los Años 1960, 1970, 1980, 1990 y 2000.

MÉTODO ARITMÉTICO.

Este método dice que la población crece linealmente y su expresión es la siguiente:

$$P = P_0 + \Delta n \quad \text{Ec. 7.7}$$

Donde:

P = Es la población en habitantes.

P₀ = Es la población inicial en habitantes.

Δ = Es el incremento demográfico anual en habitantes por año.

n = Es el número de años.

Sustituyendo tenemos:

$$164,196 = 28,588 + (2000 - 1960) \Delta$$

Agrupando y despejando:

$$\Delta = \frac{(164,196 - 28,588)}{(2000 - 1960)}$$

Entonces tenemos:

$$\Delta = 3,390.2 \frac{\text{habitantes}}{(\text{año})}$$

Conociendo A podemos sustituir en:



$$P = P_0 + \Delta n$$

$$P = 164,196 + 3,390.2 (20) = 232,000$$

Entonces tenemos:

$$P = 232.000 \text{ Habitantes.}$$

MÉTODO GEOMÉTRICO POR PORCENTAJES.

Este método considera que el porcentaje de crecimiento demográfico decenal histórico se conserva en el futuro. El desarrollo se presenta en la siguiente tabla:

Año	POBLACIÓN (HABITANTES)		
1960	28,588	17,679	61.84
1970	46,267	29,464	63.68
1980	75,731	30,331	40.05
1990	106,062	58,134	54.81
2000	164,196		
			220.38

Tabla 7.5 Obtención de Datos Para el Método Geométrico por Porcentajes.

Conociendo el porcentaje obtenemos un promedio, entonces;

$$\frac{220.38}{4}$$

Por lo que el porcentaje promedio es de: 55.10

Como este porcentaje representa el incremento demográfico por cada 10 años solo se tendrá que multiplicar dicho porcentaje obtenido para conocer la población.

$$P_{2010} = 164,196 * 1.5510$$

Entonces vemos que para la población en el año 2010 es de: 254,668

Por lo tanto para la población del 2020 será:

$$P_{2010} = 254,668 * 1.5510 = 394,990 \text{ Habitantes.}$$

MÉTODO GEOMÉTRICO DE INTERÉS COMPUESTO.

Es conocido como Método Geométrico por Incremento Medio Total, considera que la población crece de manera exponencial siguiendo las leyes financieras, su expresión es la siguiente:

$$P = P_0 (1+r)^n \quad \text{Ecuación 7.8}$$

Donde:

- P = Es la población en habitantes.
- P_0 = es la población inicial en habitantes.
- r = Es la tasa de crecimiento anual.
- n = Es el numero de años.

Partiendo con los datos obtenidos de los censos del año 1960 y 2000 tenemos que:

$$164,196 = 28,588(1+r)^{40}$$

Despejando $(1+r)$ de la ecuación anterior, se obtiene:

$$(1+r) = \left(\frac{164,196}{28,588} \right)^{\frac{1}{40}} = 1.0447$$

Sustituyendo tenemos:

$$P = 164,196 (1.0447)^{20} = 393,726 \text{ habitantes.}$$

MÉTODO DE LOS INCREMENTOS DIFERENCIALES.

Este método considera que el incremento del crecimiento de la población cada 10 años, se conserva en el futuro. El procedimiento se presenta en la siguiente tabla.

AÑO	POBLACIÓN (HABITANTES)	Δ	Δ

1960	28,588	17,679	11,785
1970	46,267	29,464	867
1980	75,731	30,331	27,803
1990	106,062	58,134	
2000	164,196		
Σ		135,608	40,455
Media		33,902	13,485

Tabla 7.6. Desarrollo del Método de incrementos Diferenciales.

Por lo tanto para el período de 2000 – 2010 tenemos:

$$\Delta = 33,902 + 13,485 = 47,387$$

Entonces el número de habitantes para el año 2010, será de:

$$\text{Habitantes 2010} = 164,196 + 47,387 = 211,583 \text{ Habitantes.}$$

Repitiendo los pasos anteriores; tenemos que para el período 2010 al 2020:

$$\Delta = 47,387 + 13,485 = 60,872$$

Entonces el número de habitantes para el año 2020, será de:

$$\text{Habitantes 2010} = 211,583 + 60,872 = 272,455 \text{ Habitantes.}$$

Estudiando los resultados de los métodos anteriores, es de fácil apreciación la variación de habitantes para el año 2020, esto es por que cada uno de ellos se basa en distintos criterios, para considerar los datos se realizó un promedio de los resultados obtenidos, encontrándose así la población de 323,293 Habitantes.

7.6.2 CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO

A continuación se presentan los resultados obtenidos de las estaciones. El reporte de la precipitación del año con la mayor altura en mm de lluvia.

REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN HUEHUETOCA.

(mm.)

ESTACIÓN= Huehuetoca, Huehuetoca.
 UBICACIÓN= Lat=19.85 Long=99.2

CLAVE= 15032

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	49.00
1962	33.50
1963	32.90
1964	41.70
1965	64.50
1966	112.40
1967	37.20
1968	38.00
1969	35.20
1970	32.00
1971	30.50
1972	39.70
1973	26.60
1974	33.50
1975	58.50
1976	25.00
1977	37.00
1978	57.50
1979	39.00
1980	50.70
1981	54.00
1982	25.00
1983	55.00
1984	40.00
1985	48.70
1986	37.00
1987	71.00
1988	42.00

**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN PRESA GUADALUPE, TULTITLÁN.
(mm.)**

CLAVE= 15073

ESTACIÓN= Guadalupe, Tultitlán.
UBICACIÓN= Lat=19.63 Long=99.25

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	37.50
1962	37.70
1963	55.50
1964	32.00
1965	30.70
1966	40.90
1967	71.50
1968	43.50
1969	46.50
1970	54.00
1971	50.00
1972	60.70
1973	75.00
1974	27.50
1975	36.00
1976	32.50
1977	33.00
1978	40.50
1979	37.50
1980	40.50
1981	44.00
1982	47.00
1983	39.70
1984	33.20
1985	29.60
1986	78.90
1987	36.70
1988	60.50

Tabla 7.8 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.

**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN PRESA CONCEPCIÓN.
(mm.)**

CLAVE= 15074

 ESTACIÓN= Presa Concepción.
 UBICACIÓN= Lat=19.7 Long=99.3

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	25.70
1962	30.70
1963	30.60
1964	31.70
1965	27.50
1966	83.80
1967	55.70
1968	52.20
1969	38.70
1970	36.00
1971	40.00
1972	63.50
1973	39.50
1974	54.20
1975	57.00
1976	39.00
1977	49.50
1978	74.00
1979	43.50
1980	100.60
1981	33.70
1982	39.50
1983	52.40
1984	65.50
1985	45.00
1986	35.50
1987	31.70
1988	41.70

Tabla 7.9 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.

**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN REPRESA ALEMÁN, TEPOTZOTLÁN.
(mm.)**

CLAVE= 15081

ESTACIÓN= Represa Alemán, Tepotzotlán.
UBICACIÓN= Lat=19.72 Long=99.23

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	35.50
1962	34.20
1963	55.20
1964	34.20
1965	32.50
1966	60.00
1967	23.30
1968	NO_DISPONIBLE
1969	37.00
1970	41.70
1971	41.50
1972	33.20
1973	35.50
1974	57.90
1975	29.70
1976	35.00
1977	32.20
1978	38.50
1979	55.00
1980	45.00
1981	34.90
1982	18.20
1983	49.50
1984	42.20
1985	76.50
1986	51.50
1987	43.50
1988	46.00

Tabla 7.10 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.

**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN SAN MARTIN OBISPO.
(mm.)**

CLAVE= 15098

ESTACIÓN= San Martin Obispo.
UBICACIÓN= Lat=19.6 Long=99.18

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1964	9.30
1965	30.00
1966	40.00
1967	73.60
1968	26.30
1969	35.20
1970	52.50
1971	44.90
1972	35.00
1973	44.20
1974	52.40
1975	33.40
1976	40.70
1977	46.00
1978	36.70
1979	30.70
1980	35.50
1981	43.20
1982	56.20
1983	40.20
1984	24.70
1985	53.90
1986	46.20

Tabla 7.11 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.



**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN TULTEPEC, TULTEPEC.
(mm.)**

ESTACIÓN= Tultepec, Tultepec.
UBICACIÓN= Lat=19.68 Long=99.1

CLAVE= 15129

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	40.50
1962	40.50
1963	40.20
1964	30.20
1965	46.20
1966	35.20
1967	61.70
1968	45.20
1969	55.20
1970	40.00
1971	43.50
1972	40.20
1973	42.00
1974	42.00
1975	65.00
1976	48.20
1977	23.20
1978	48.20
1979	55.20
1980	26.00
1981	57.50
1982	65.50
1983	33.70
1984	42.20
1985	32.70
1986	59.70
1987	68.60
1988	29.60

Tabla 7.12 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.



**REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN SAN MIGUEL JAGÜEYES.
(mm.)**

 ESTACIÓN= San Miguel Jagüeyes.
 UBICACIÓN= Lat=19.83 Long=99.27

CLAVE= 15156

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1961	24.00
1962	49.20
1963	43.00
1964	35.00
1965	112.50
1966	82.50
1967	54.50
1968	41.20
1969	40.00
1970	34.70
1971	37.90
1972	32.50
1973	35.00
1974	43.00
1975	40.50
1976	35.50
1977	55.00
1978	35.00
1979	34.00
1980	32.20
1981	40.00
1982	35.00
1983	48.00
1984	30.00
1985	45.00
1986	42.00
1987	44.40

Tabla 7.13 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.

REPORTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA POR AÑO EN LA ESTACIÓN LA MORA, APAXCO.
(mm.)

ESTACIÓN= La Mora, Apaxco.
UBICACIÓN= Lat=19.87 Long=99.17

CLAVE= 15188

Año	Precipitación Máxima Registrada (mm.)
1973	46.50
1974	51.70
1975	35.20
1976	34.50
1977	41.50
1978	42.50
1979	25.70
1980	28.30
1981	81.10
1982	43.00
1983	42.50
1984	NO DISPONIBLE*
1985	NO DISPONIBLE*
1986	23.20

(*) = Los datos en estos periodos no están registrados.

Tabla 7.14 Reporte de precipitaciones máximas registradas en el año.

MÉTODO ARITMÉTICO.

Consiste en obtener un promedio de las alturas de los reportes de precipitación, de acuerdo a las estaciones. La fórmula es la siguiente:

$$h_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad \text{Ec. 7.9}$$

Donde:

h_p = Es la altura de la precipitación media.

h_{pi} = Es la altura de precipitación registrada en la estación "P".

i = Es el número de cada una de las estaciones.

n = Es el número total de estaciones bajo análisis.

Sustituyendo tenemos: (valores obtenidos de tablas)

$$h_p = (1/8)(12.40 + 78.90 + 76.50 + 73.60 + 68.60 + 12.50 + 81.10 + 100.60) = 88.025$$

Entonces tenemos; $h_p = 88\text{mm}$

MÉTODO DE LOS POLÍGONOS DE THIESSSEN.

Este método consiste en unir con líneas rectas dibujadas en el plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí, con esto se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones, se continúa trazando líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos, creando un área de influencia para cada estación, a estas áreas se les conoce como los Polígonos de Thiessen.

LOCALIZACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS.
(POLÍGONOS DE THIESSEN)

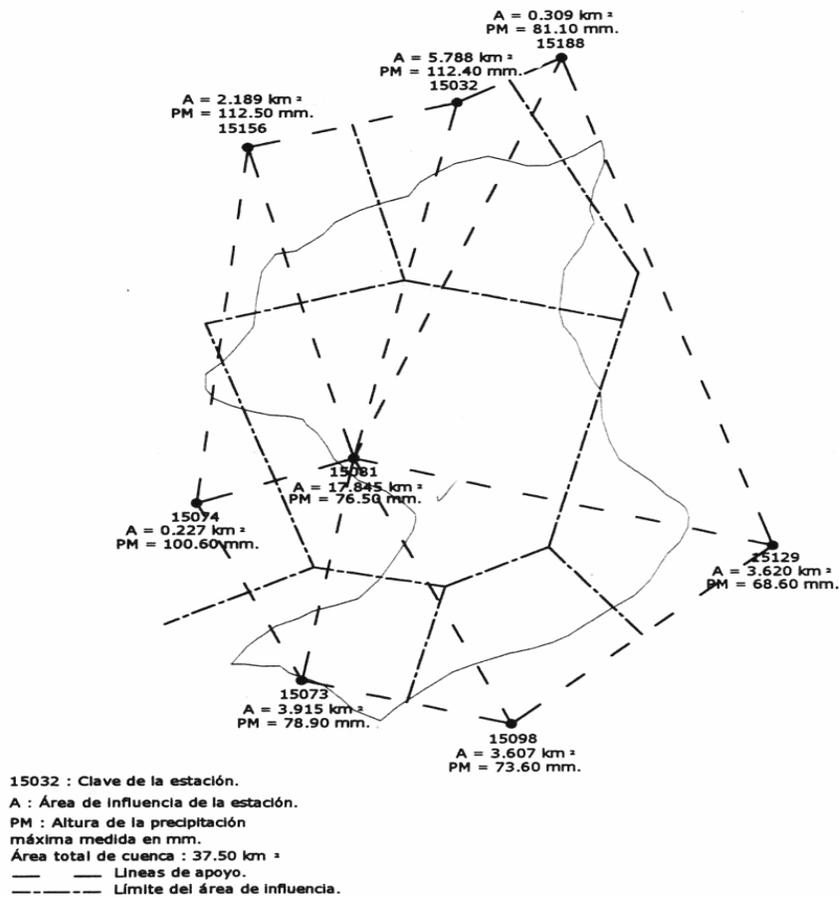


Figura 7.12 Método de los polígonos de Thiessen

La lluvia media se calcula como un promedio de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como denominador el área de influencia correspondiente:

$$h_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad \text{Ec. 7.10}$$

Donde:

A_i = Es el área de influencia de la estación i .

A_t = Es el área total de la cuenca.

h_p = Es la altura de precipitación pluvial en la estación "P".

ESTACIÓN	ÁREAS DE INFLUENCIA DE LAS ESTACIONES (KM.2)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA	A*hp
Huehuetoca, Huehuetoca	5.788	112.40	650.57
Presa Guadalupe, Tultitlán	3.915	78.90	308.89
Presa La Concepción	0.227	100.60	22.84
Represa, Alemán Tepetzotlán	17.845	76.50	1,365.14
San Martín Obispo	3.607	73.60	265.48
Tultepec, Tultepec	3.620	68.60	248.33
San Miguel, Jagüeyes	2.189	112.50	246.26
La Mora, Apaxco	0,309	81.10	25,06
Área Total de la Cuenca	37.500		∑ 3,132.57

Tabla 7.15 Registro de Estaciones hidrometricas

Sustituyendo tenemos:

$$h_p = \frac{3,132.570}{37.500} = 83.54$$

Entonces tenemos; h, = 83.54mm

MÉTODO DE ISOYETAS

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación media se calcula en forma similar que en los métodos anteriores, la fórmula se describe a continuación:

$$h_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^{n'} (h_{pi} \cdot A'_i) \quad \text{Ec. 7.11}$$

Donde:



n' = Es el número de áreas A, consideradas.

A_t = Es el área total de la cuenca.

A_i = Es el área entre cada dos isoyetas.

h_{pi} = Es la altura promedio entre dos isoyetas.

ISOYETAS (MM)	ÁREA ENTRE ISOYETAS (KM ²)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA MM	A* h_p
120 – 110	0.000	115.00	0.00
110 – 100	0.183	105.00	19.215
100 – 90	2.891	95.00	274.645
90 – 80	5.380	85.00	457.300
80-70	23.867	5.00	1,790.025
70 – 60	5.179	65.00	336.635
TOTAL	37.500		2,877.820

Tabla 7.16 Método de las Isoyetas

Sustituyendo tenemos:

$$h_p = \frac{2,877.820}{37.500} = 76.74$$

Entonces tenemos; $h_p = 76.74\text{mm}$

De los resultados obtenidos, realizamos un promedio para obtener la lluvia media, así tenemos que:

$$(88+ 83.54+ 76.74)/3 = 82.76\text{mm}.$$

7.6.3 CÁLCULO DEL GASTO PARA EL RIO CHICO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.



Este método se desarrollara cuando no existe un registro de aforos del río, considera la vegetación existente en la zona de influencia de la estación, el área de influencia de la estación en r' , el tipo de suelo, la pendiente del terreno, el número de escurrimiento 'N', la precipitación total mensual de cada estación, el coeficiente de escurrimiento y el escurrimiento obtenido en m^3/seg .

USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO DEL SUELO	PENDIENTE TERRENO	TIPO DE SUELO
SIN CULTIVO	SURCOS RECTOS		91
CULTIVOS EN ARCO	SURCOS RECTOS		88
	SURCOS RECTOS		85
	CONTORNEO		84
	CONTORNEO		82
	TERRAZAS		80
	TERRAZAS		88
PASTIZALES			86
	CONTORNEO		84
	CONTORNEO		82
BOSQUES NATURALES			
	MUY RALO		86
	RALO		76
	NORMAL		70
	ESPESO		62
MUY ESPESO			54

Tabla 7.17 valores representativos de N.

corrección del valor de N

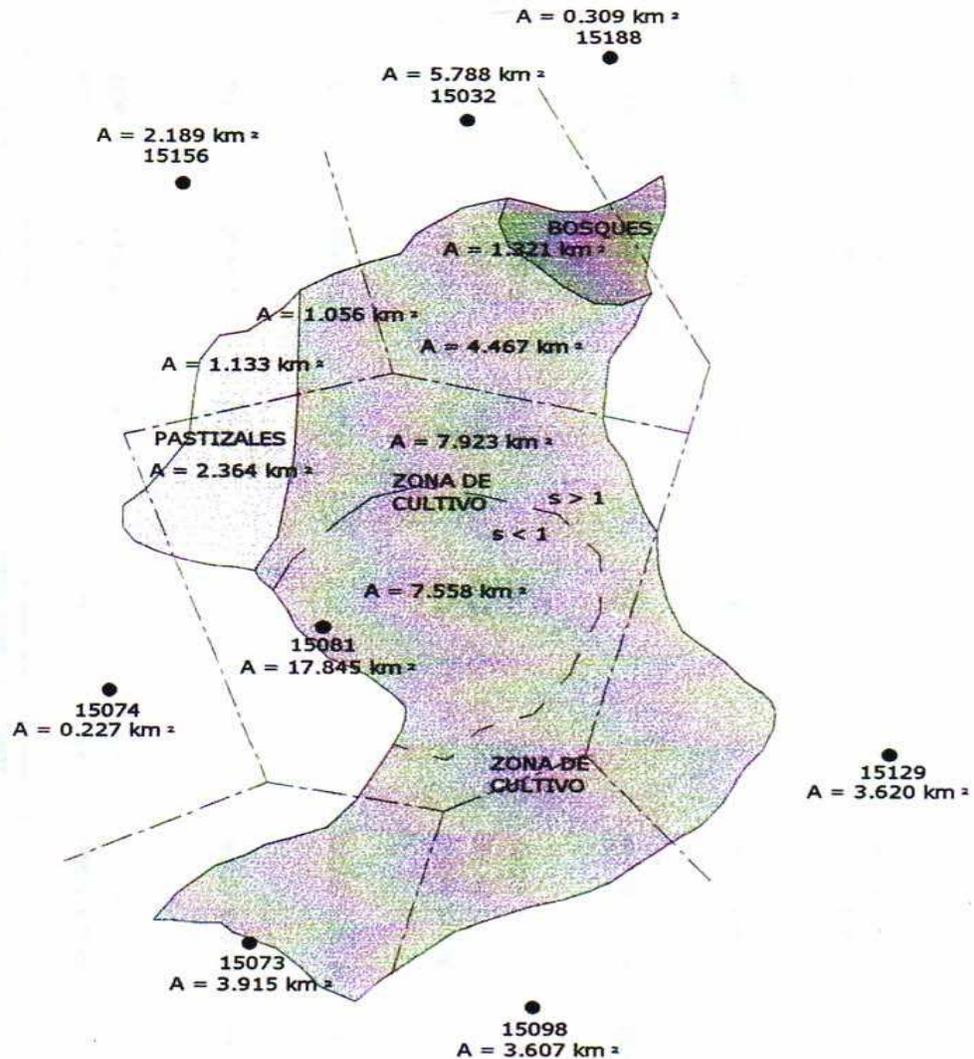
N	N con corrección A ⁽¹⁸⁾	N con corrección B ⁽¹⁹⁾
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85
80	63	91
90	78	96
100	100	100

precipitaciones mensuales de las estaciones meteorológicas en cm.

ESTACIÓN	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.
15032	33.56	29.00	49.24	87.97	143.83	312.36	328.84	251.85	258.54	121.03	32.64	16.11
15073	22.06	16.21	37.71	74.38	175.77	380.30	404.32	367.56	312.07	142.56	23.72	17.48
15074	21.32	13.15	31.63	78.45	175.38	345.88	362.50	347.57	308.69	156.25	27.48	15.02
15081	19.18	12.21	45.63	70.75	153.31	319.97	355.94	304.59	249.66	128.00	27.55	18.20
15098	17.79	14.78	28.39	51.51	119.04	268.31	296.89	310.54	242.29	108.98	20.63	15.75
15129	24.30	14.59	33.33	75.60	132.16	297.98	317.18	319.47	280.85	137.85	35.59	15.59
15156	17.29	15.48	40.73	91.77	163.35	405.78	463.87	328.85	336.35	145.50	47.69	14.34
15188	12.79	7.15	16.00	38.20	74.84	119.59	166.96	135.63	93.21	69.83	15.11	8.55

Tabla 7.18 Correlaciones del valor N y precipitaciones mensuales
De las estaciones meteorológicas.

LOCALIZACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS. (MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO)



- 15032 : Clave de la estación.
 A : Área de influencia de la estación.
-  Cultivos
 -  Bosque
 -  Pastizales
- Área total de cuenca : 37.50 km^2
 - - - - - Límite del área de influencia.
 - - - - - Límite del área con pendiente menor a 1.

Figura 7.13 Croquis de localización de las estaciones metereologicas.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE ENERO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	33.56	22.91661	0.6829	0.38220
	Bosque	1321000	-----	-----	51.0	33.56	15.49451	0.4617	0.07642
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	22.06	12.54138	0.5685	0.18332
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	21.32	12.80558	0.6006	0.01095
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	19.18	10.92942	0.5668	0.09646
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	19.18	10.08615	0.5259	0.29836
	Agricultura	7558000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	19.18	9.25307	0.4824	0.26111
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	17.79	8.93368	0.5022	0.12031
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	24.30	14.50161	0.5668	0.19600
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	17.29	9.30971	0.5384	0.03638
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	17.29	8.52523	0.4831	0.03361
15188	Bosque	306000	-----	-----	51.0	12.79	1.93592	0.1514	0.00223
	ÁREA TOTAL=		37500000						GASTO TOTAL=

Tabla 7.19 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE FEBRERO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	29.00	18.72143	0.6456	0.31223
	Bosque	1321000	----	----	51.0	29.00	11.98885	0.4134	0.05913
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	16.21	7.65532	0.4723	0.11190
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	13.15	5.93136	0.4511	0.00503
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	12.21	5.20797	0.4266	0.04597
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	12.21	4.61866	0.3783	0.13663
	Agricultura	7556000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	12.21	4.05797	0.3323	0.11461
15088	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	14.78	6.53270	0.4420	0.08796
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	14.59	6.38633	0.4377	0.08631
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	15.48	7.79652	0.5038	0.03289
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	15.48	7.07777	0.4572	0.02791
15188	Bosque	309000	----	----	51.0	7.15	0.19305	0.0270	0.00022
	ÁREA TOTAL=		37500000						GASTO TOTAL=

Tabla 7.20 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE MARZO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	49.24	37.77713	0.7672	0.63004
	Bosque	1321000	-----	----	51.0	49.24	28.61620	0.5812	0.14114
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	37.71	26.79633	0.7106	0.39168
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	31.63	22.24479	0.7033	0.01885
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	45.63	36.59932	0.7802	0.31421
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	45.63	34.31421	0.7520	1.01505
	Agricultura	7558000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	45.63	32.98023	0.7228	0.93065
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	28.39	18.16666	0.6399	0.24465
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	33.33	22.70313	0.6812	0.30684
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	40.73	30.88296	0.7582	0.13064
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	40.73	29.64793	0.7279	0.11689
15188	Bosque	309000	-----	----	51.0	16.00	3.46046	0.2175	0.00402
ÁREA TOTAL= 37500000								GASTO TOTAL=	4.24488

Tabla 7.21 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE ABRIL POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	87.97	75.61723	0.8596	1.26113
	Bosque	1321000	---	---	51.0	87.97	64.22566	0.7301	0.31676
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	74.38	62.24549	0.8369	0.90984
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	78.45	67.72658	0.8633	0.05740
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	70.75	60.13720	0.8500	0.53078
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	70.75	58.68635	0.8295	1.79601
	Agricultura	7558000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	70.75	57.15626	0.8079	1.61285
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	51.51	39.96361	0.7758	0.53819
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	75.60	63.44303	0.8392	0.85747
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	91.77	80.86558	0.8815	0.34220
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	91.77	79.36673	0.8648	0.31292
15188	Bosque	308000	---	---	51.0	38.20	19.23267	0.5035	0.02219
	ÁREA TOTAL=	37500000						GASTO TOTAL=	2.49774

Tabla 7.22 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE MAYO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	143.83	130.98745	0.9107	2.18469
	Bosque	1321000	----	----	51.0	143.83	118.19109	0.8217	0.58292
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	175.77	162.78039	0.9261	2.37835
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	175.38	164.05802	0.9354	0.13904
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	153.31	142.06190	0.9266	1.25386
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	153.31	140.41777	0.9159	4.15371
	Agricultura	7558000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	153.31	138.65358	0.9044	3.91257
15096	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	119.04	106.36212	0.8935	1.43238
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	132.16	119.38777	0.9034	1.61359
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	163.35	152.06641	0.9309	0.64326
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	163.35	150.41110	0.9208	0.58302
15186	Bosque	308000	----	----	51.0	74.84	51.86657	0.6630	0.07965
	ÁREA TOTAL=		37500000						GASTO TOTAL=

Tabla 7.23 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE JUNIO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	312.36	310.07745	0.9927	5,171.43
	Bosque	1321000	---	---	85.0	312.36	307.04477	0.9830	1,514.36
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	360.30	378.01538	0.9940	5,525.43
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	345.88	343.94204	0.9944	0,29150
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	319.97	318.03265	0.9939	2,807.01
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	319.97	317.68718	0.9929	9,397.53
	Agricultura	7558000	alto cont. Arcillas	<1	92.0	319.97	317.33473	0.9918	8,954.66
15088	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	268.31	266.02935	0.9915	3,582.62
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	297.98	295.69801	0.9923	3,996.52
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	405.78	403.84093	0.9862	1,708.30
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	405.78	403.48478	0.9944	1,590.84
15188	Bosque	309000	---	---	85.0	119.59	114.37429	0.9564	0,13195
	ÁREA TOTAL=	37500000						GASTO TOTAL=	44,872.14

Tabla 7.24 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE JULIO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Ecurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Ecurrimiento	Ecurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	328.84	326.55687	0.9931	5.44627
	Bosque	1321000	-----	----	85.0	328.84	323.52162	0.9838	1.59562
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	404.32	402.03481	0.9943	5.87652
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	362.50	360.56169	0.9947	0.30558
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	365.94	354.00183	0.9946	3.12448
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	365.94	353.65603	0.9936	10.46153
	Agricultura	7559000	alto cont. Arcillas	<1	92.0	365.94	353.30320	0.9926	9.96963
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	296.89	294.60805	0.9923	3.96749
15128	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	317.18	314.89727	0.9928	4.25600
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	463.87	461.93012	0.9958	1.95403
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	463.87	461.58366	0.9951	1.81886
15186	Bosque	306000	-----	----	85.0	166.96	161.69698	0.9685	0.18655
		ÁREA TOTAL=						GASTO TOTAL=	48.88357

Tabla 7.25 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE AGOSTO POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura Bosque	4467000 1321000	alto cont. Arcillas ----	>1 ----	93.0 85.0	251.85 251.85	249.57023 246.54883	0.9909 0.9790	4.16230 1.21600
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	367.56	366.27571	0.9908	5.33921
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	347.57	345.63200	0.9944	0.29293
15081	Pastizales Agricultura Agricultura	2364000 7923000 7568000	alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas	>1 >1 <1	94.0 93.0 92.0	304.59 304.59 304.59	302.66306 302.30775 301.95549	0.9936 0.9925 0.9914	2.67127 8.94259 8.52068
15068	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	310.54	308.25752	0.9926	4.15130
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	319.47	317.18719	0.9929	4.28665
15156	Pastizales Agricultura	1133000 1056000	alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas	>1 >1	94.0 93.0	328.85 328.85	326.91243 326.56687	0.9941 0.9931	1.38288 1.28754
15188	Bosque	309000	----	----	85.0	136.63	130.39550	0.9614	0.15043
	ÁREA TOTAL=	37500000						GASTO TOTAL=	42.49409

Tabla 7.26 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE SEPTIEMBRE POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	258.54	256.25986	0.9912	4.27387
	Bosque	1321000	----	---	85.0	258.54	253.23782	0.9795	1.24898
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	312.07	309.78746	0.9927	4.52814
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	308.69	306.75295	0.9937	0.25998
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	249.66	247.72494	0.9922	2.18646
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	249.66	247.38036	0.9909	7.31778
	Agricultura	7559000	alto cont. Arcillas	<1	92.0	249.66	247.02897	0.9895	6.97075
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	242.29	240.01090	0.9906	3.23222
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	280.85	278.56875	0.9919	3.76500
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	94.0	336.35	334.41225	0.9942	1.41461
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	93.0	336.35	334.06662	0.9932	1.31711
15188	Bosque	309000	----	---	85.0	93.21	88.03874	0.9445	0.10157
	ÁREA TOTAL=		37500000						GASTO TOTAL=

Tabla 7.27 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE OCTUBRE POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	121.03	108.33659	0.8951	1.80682
	Bosque	1321000	----	----	51.0	121.03	95.98249	0.7930	0.47339
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	142.56	128.72458	0.9100	1.89618
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	156.25	144.99106	0.9279	0.12288
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	128.00	116.86461	0.9130	1.03147
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	128.00	115.25573	0.9004	3.40939
	Agricultura	7568000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	128.00	113.53467	0.8870	3.20376
15086	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	108.98	96.38866	0.8846	1.29807
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	137.85	125.04209	0.9071	1.69001
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	146.50	134.28271	0.9229	0.56903
	Agricultura	1056000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	146.50	132.64826	0.9117	0.52299
15188	Bosque	309000	----	----	51.0	69.83	47.21044	0.6761	0.05447
	ÁREA TOTAL=		37500000						GASTO TOTAL=

Tabla 7.28 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE NOVIEMBRE POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura Bosque	4467000 1321000	alto cont. Arcillas -----	>1 -----	69.0 51.0	32.64 32.64	22.06380 14.77239	0.6760 0.4526	0.36798 0.07286
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	23.72	13.99039	0.5698	0.20450
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	27.48	18.39428	0.6690	0.01558
15081	Pastizales Agricultura Agricultura	2364000 7923000 7559000	alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas	>1 >1 <1	72.0 69.0 66.0	27.55 27.55 27.55	18.44884 17.40644 16.35168	0.6696 0.6318 0.5935	0.16283 0.51490 0.46142
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	20.63	11.31202	0.5483	0.15234
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	36.59	24.80813	0.6971	0.36530
15156	Pastizales Agricultura	1133000 1056000	alto cont. Arcillas alto cont. Arcillas	>1 >1	72.0 69.0	47.69 47.69	37.59178 36.28799	0.7883 0.7609	0.15902 0.14307
15188	Bosque	309000	-----	-----	51.0	15.11	3.02129	0.2000	0.00349
		ÁREA TOTAL=	37500000					GASTO TOTAL=	2.69327

Tabla 7.29 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO PARA EL MES DE DICIEMBRE POR EL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE ESCURRIMIENTO.									
Estación Meteorológica	Vegetación	Área (m ²)	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno	Número de Escurrimiento	Lluvia Mensual (cm)	PE (cm)	Coefficiente de Escurrimiento	Escurrimiento (m ³ /seg)
15032	Agricultura	4467000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	16.11	7.57568	0.4702	0.12635
	Bosque	1321000	-----	-----	51.0	16.11	3.53871	0.2197	0.01745
15073	Agricultura	3915000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	17.48	8.86004	0.4666	0.12666
15074	Pastizales	227000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	15.02	7.42326	0.4942	0.00629
15081	Pastizales	2364000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	18.20	10.08468	0.5541	0.08901
	Agricultura	7923000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	18.20	9.27110	0.5094	0.27425
	Agricultura	7569000	alto cont. Arcillas	<1	66.0	18.20	8.47046	0.4654	0.23902
15098	Agricultura	3607000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	15.75	7.29034	0.4629	0.09818
15129	Agricultura	3620000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	15.59	7.16422	0.4695	0.09683
15156	Pastizales	1133000	alto cont. Arcillas	>1	72.0	14.34	6.87339	0.4793	0.02908
	Agricultura	1066000	alto cont. Arcillas	>1	69.0	14.34	6.19461	0.4320	0.02442
15188	Bosque	309000	-----	-----	51.0	8.55	0.47957	0.0561	0.00055
	ÁREA TOTAL=		37500000					GASTO TOTAL=	1.12831

Tabla 7.30 Cálculo para obtener el escurrimiento por mes por el método de números de escurrimiento.

MES	GASTO m3/seg.
Enero	1.700
Febrero	1.021
Marzo	4.245
Abril	8.498
Mayo	18.968
Junio	44.672
Julio	48.964
Agosto	42.404
Septiembre	36.616
Octubre	16.077
Noviembre	2.593
Diciembre	1.128

Tabla 7.31 Gastos mensuales por el método de los Números de Escurrimiento en m3/seg.

De acuerdo con los datos presentados en la tabla 28, el gasto para el diseño de la sección será de 48.964 m3/seg.

7.6.4 CÁLCULO DE LA SECCIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO CHICO.

Para el desarrollo de la sección se propone que no sufra de erosión, para esto



utilizaremos la tabla 29. Aquí mostramos distintas velocidades máximas para varios materiales.

Materiales	Velocidades m l seg.
Arena fina coloidal	0.762
Marga arenosa no coloidal	0.762
Marga limosa no coloidal	0.914
Limos aluviales no coloidales	1.067
Marga firme ordinaria	1.067
Ceniza volcánica	1.067
Arcilla rígida muy coloidal	1.524
Limos aluviales coloidales	1.524
Esquistos y subsuelos de arcilla dura	1.83
Grava fina	1.524
Marga graduada a cantos rodados, no coloidales	1.524
Limos graduados a cantos rodados coloidales	1.676
Grava gruesa no coloidal	1.83
Cantos rodados y ripios de cantera	1.676

Tabla 7.32 Mostramos algunos valores de velocidades máximas permisibles para evitar la erosión, en distintos materiales.

Con base en la clasificación obtenida en el capítulo 7.4, el material del río es una arcilla muy coloidal, por lo tanto la velocidad que tendrá la sección, será de 1.524 m/seg.

De acuerdo con la fórmula de continuidad y Manning, tenemos:

$$Q = (A/n) (R)^{2/3}(S)^{1/2} \quad \text{Ec. 7.12}$$



Los valores de Fortier y Scobey presentados en esta tabla, fueron recomendados para su uso en 1926 por el Special Committee on Irrigation Research, de la Amerind Society of Civil Engineers.

Donde:

Q = Es el volumen de agua expresado por unidad de tiempo.

A = Área.

n = coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico.

S = pendiente.

Un canal donde se conozca el área, el coeficiente de rugosidad 'n' y la pendiente 's', considerando que el área es consecuencia del gasto deseado; tenemos que el radio hidráulico R es la única variable. Por consiguiente para obtener el gasto máximo de la sección, el radio hidráulico R tiene que tener el valor máximo posible.

Por lo tanto utilizaremos la siguiente ecuación:

$$b = 2h(\sqrt{m^2 + 1} - m)$$

Ec.7.13

Para obtener la solución, está se encontrará, de la división. De la velocidad obtenida por medio de la ecuación de Manning y la velocidad obtenida de la ecuación de continuidad, el resultado deberá ser menor ó igual al 5%.

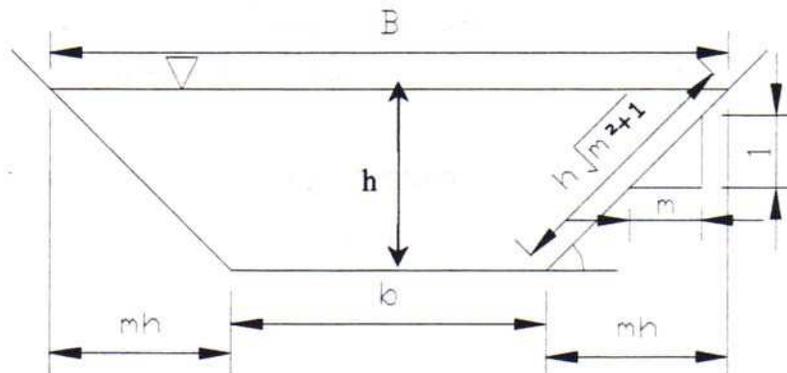


Figura 7.14 Corte de la sección del río

MATERIAL	m
Roca	0.00 (ó valores cercanos)
Suelo Rellenado	0.25

Arcilla Consolidada	0.50 – 1.00
Tierra	1.5
Tierra Arenosa Suelta	2.00 – 3.00

Tabla 7.33 Talud recomendado para distintos materiales.

Tipo de canal abierto	n
Cemento muy pulido, madera muy Bien cepillada	0.01
Madera cepillada, acequias de duelas de madera nueva	0.012
Tubería de alcantarillado bien vitrificado Y buena mampostería	0.013
Tubería de alcantarillado de arcilla Ordinaria y cemento con pulido ordinario	0.015
Canales de tierra, bien conservados	0.023
Canales de tierra dragados en Condiciones ordinarias	0.027
Canales labrados en roca	0.04

Tabla 7.34 Mostramos algunos valores medios de n de acuerdo a los tipos de canales abiertos.

Proponiendo una $h = 3.75$ m y una $m = 1$, tenemos que:

$$b = 2h(\sqrt{m^2 + 1} - m)$$

Sustituyendo tenemos:

$$b = 2(3.75)(\sqrt{1^2 + 1} - 1) = 3.10m$$

Determinado b, obtenemos el área A, el perímetro mojado P y el radio hidráulico R;

$$A = bh + mh^2 = (3.10m \times 3.75m) + (1 \times (3.75m)^2) = 25.688m^2$$

$$P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1} = 3.10m + (2 \times 3.75m \times \sqrt{(1^2 + 1)}) = 13.707m$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{25.688m^2}{13.707m} = 1.874m$$



Para determinar R, el coeficiente de rugosidad lo tomaremos de la tabla 31, y la pendiente S de acuerdo con el perfil presentado en las figuras 7.5 y 7.6 del capítulo 7.4, es de 0.00086, el gasto que utilizaremos es el obtenido en la tabla número 28.

El resultado de S se obtiene de dividir la diferencia de alturas (del punto alto al más bajo), entre la longitud del río.

Velocidad de Manning.

$$V_M = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \left(\frac{1}{0.023} \right) \times (1.874^{2/3}) \times (0.00086^{1/2}) = 1.938 \text{ m/seg}$$

Velocidad obtenida de la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{48.964 \text{ m}^3/\text{seg}}{25.688 \text{ m}^2} = 1.906 \text{ m/seg}$$

Dividiendo las velocidades encontramos;

$$\frac{1.938 \text{ m/seg}}{1.906 \text{ m/seg}} = 1.016$$

De este primer cálculo podemos determinar que la velocidad es superior a la propuesta en la tabla 29 y la geometría de la sección se puede mejorar en el aspecto constructivo, por lo anterior descrito, debemos de cambiar la pendiente y el tirante hidráulico, la pendiente propuesta es de 0.00045 y el tirante hidráulico será de 4.23 m.

Proponiendo una h = 4.23 m y una m = 1, tenemos que:

$$b = 2(4.23)(\sqrt{1^2 + 1} - 1) = 3.50 \text{ m}$$

Determinado b, obtenemos el área A, el perímetro mojado P y el radio hidráulico R;

$$A = bh + mh^2 = (3.50 \text{ m} \times 4.23 \text{ m}) + (1 \times 4.23^2 \text{ m}^2) = 15.464 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{32.698 \text{ m}^2}{15.464 \text{ m}} = 2.114 \text{ m}$$

$$V_M = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \left(\frac{1}{0.023} \right) \times (2.114^{2/3}) \times (0.00045^{1/2}) = 1.519 \text{ m/seg}$$

Velocidad de Manning



Velocidad obtenida de la ecuación de continuidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{48.964 \text{ m}^3/\text{seg}}{32.698 \text{ m}^2} = 1.497 \text{ m}/\text{seg}$$

Dividiendo las velocidades encontramos

$$\frac{1.519 \text{ m}/\text{seg}}{1.497 \text{ m}/\text{seg}} = 1.014$$

Entonces para una base de 3.50 metros tenemos un tirante hidráulico de 4.23 metros. Usaremos la base de 3.50 metros, por detalle constructivo

Por los cálculos realizados, la sección del canal será como se presenta en la fig. 15.

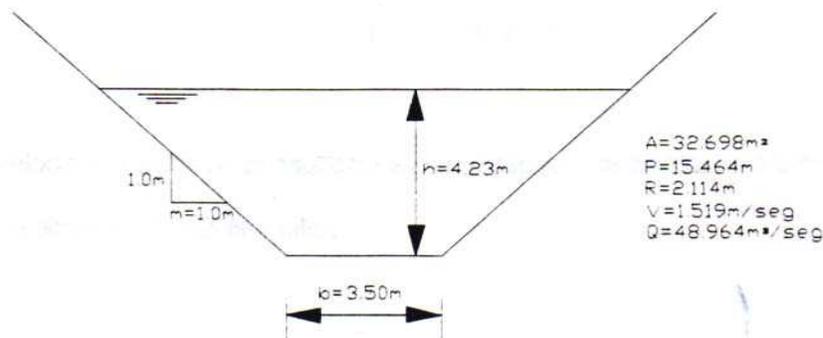


Figura 7.15 Corte de la sección del río, con las medidas Calculadas.

7.6.5 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE KENNEDY

Para que la sección del canal no cambie en un período corto de tiempo, por efecto de las partículas suspendidas en él, Kennedy encontró una cierta relación entre la clase de material, tirante y velocidad del agua, en la cual los efectos de azolve y erosión son prácticamente nulos.

Kennedy estudió en la India, el efecto del depósito de limo en canales de riego, llegando a la siguiente fórmula empírica:

$$L' = 0.548h^{\circ}$$

Ec. 7.14

Donde:

V = Velocidad propuesta para evitar el deposito de partículas ó erosión.

h = Es la altura del tirante de agua,

Para efecto práctico, en canales tomaremos como velocidad mínima, el 80% de la ecuación anterior; quedando de la siguiente manera:

$$V_m = 0.437h^{0.64}$$

Ec. 7.15

Donde:

V_m = Velocidad mínima propuesta para evitar el deposito de partículas ó erosión,

h = Es la altura del tirante hidráulico.

A continuación se presenta la tabla 32 donde se tienen velocidades propuestas por Kennedy para algunas materiales.

Materiales	Velocidades m/seg.
Tierra arenosa muy fina o limo suelto	0.15
Arena	0.3
Tierra arenosa ligera, 15% de arcilla	0.37
Barro arenoso ligero, 40% de arcilla	0.55 a 0.61

Arena gruesa	0.46 a 0.61
Tierra suelta con grava	0.76
Barro	0.76
Tierra o boro compactos, 65% de milla	0.92
Barro arcilloso estable	1.22
Arcilla con grava compactas	1.52 a 2.14
Rocas estratificadas	2.44
Guijarros, cantos rodados chicos	2.44 a 2.57
Roca dura	4.07
Concreto	4.57 a 6.10

Tabla 7.35 Mostramos algunos valores de velocidades medias en distintos Materiales.

De acuerdo con la formula para obtener la velocidad mínima tenemos:

$$V_m = 0.437^{0.64} = 0.437 \times 4.23$$

La velocidad de diseño es de 1.519 m/seg. Si se toma la velocidad indicada en la tabla 4.20, para las arcillas compactas que es 1.83 m/seg., la velocidad obtenida es aceptable habrá erosión ni azolves.

CONCLUSIONES.

La presente información surge de la necesidad de mantener y controlar el volumen de agua del Río Chico, para que éste se emplee a favor de los habitantes de los municipios de Coyotepec y Teoloyucán. El río Chico se ubica en los municipios de Tepetzotlán, Teoloyucán y Coyotepec, estos municipios tienen una superficie total de 252.65 km², la topografía de estos municipios es muy suave apenas interrumpida por algunas lomas que descienden de noroeste al sureste, la temperatura máxima promedio de los tres municipios es de 34°C y la temperatura mínima promedio de 5°C.

El abastecimiento de agua potable se realiza principalmente por medio de pozos profundos y



presas de almacenamiento como la presa La Concepción. La principal actividad de los municipios es la agricultura, ya que en conjunto suman 10,035.99 hectáreas y para la industria solo 201.05 hectáreas.

En general estos municipios cuentan con todos los servicios públicos como son: agua potable, drenaje y alcantarillado, cementerio, rastro, mercado, pavimentación y alumbrado público, pero en algunas localidades solo cuentan con estos servicios de manera parcial. La educación en estos municipios se ha incrementado ya que cuentan con planteles del nivel preescolar, básico, medio básico y medio superior.

Para determinar el número de habitantes que se beneficiarán del proyecto, ésta se calculó con la información de los Censos de Población y Vivienda, elaborados por el INEGI, y utilizando métodos como el aritmético, el método geométrico por porcentajes, método geométrico de interés compuesto y el método de los incrementos diferenciales, se estima en promedio un total de 323,293 habitantes, en su vida útil de 20 años.

Con los registros diarios de lluvia reportados de las estaciones cercanas a la subcuenca del río Chico, se obtuvieron reportes de precipitación anual, hietogramas de la estación y período de retorno, con éstos hemos calculado la precipitación media en 82.76 mm. Para conocer el material del río, realizamos cinco pozos a cielo abierto, se seleccionaron algunos estratos y a éstos se les realizaron pruebas índice, dando como resultado una arcilla arenosa, estas muestras también se clasificaron como arcillas expansibles ó no, esta clasificación es importante ya que puede causar problemas en la sección, la puede alterar ó deformar, el material estudiado clasificó como arcillas no expansivas.

El banco de material encontrado es una arcilla de baja plasticidad, este material es el indicado para utilizarse en el proyecto, ya que las pruebas indican que no sufrirá de expansión y tiene características muy similares al del río. Para determinar el gasto del río Chico, se utilizó el Método de los Números de Esguerramiento, este método relaciona la vegetación, el tipo de suelo, la pendiente del terreno, la lluvia mensual en cm. y el coeficiente de esguerramiento. El gasto para el diseño de la sección es de 48.964 m³/seg. La sección recomendada para este gasto se presenta en el capítulo 4. El tirante (h), es de 4.23 metros, pero la sección se proyecto con una altura máxima de 5.00 metros.

Para evitar azolve, esta sección fue calculada con una velocidad experimental de 1.524 m/seg., que de acuerdo con el Special Committee on Irrigation Research, de la American Society Engineers, propone para este fin. La velocidad obtenida de la sección es de 1,519 m/seg., la cual fue revisada contra la velocidad de Kennedy dando como resultado una velocidad de 1.099 m/seg., esta velocidad nos indica que no habrá azolve ni erosión.

Con lo anterior expuesto podemos decir que existen otras opciones tales como revestir el río con planchas de concreto ó entubar el río. La primera resulta muy cara, ya que se tendría que construir primero la sección y después el revestimiento con planchas de concreto, lo que aumentaría el costo; la segunda opción trae problemas desde el punto de vista social, ya que los habitantes de esta zona están acostumbrados a utilizar las aguas del río para sus cultivos y como parte de su medio ambiente. Por lo anterior la rectificación del río es la propuesta más barata y técnicamente satisfactoria.

CAPÍTULO VIII

8.1 INTRODUCCION

Todas las grandes civilizaciones de la historia y la mayoría de los pueblos y ciudades se han desarrollado en los valles y riberas fluviales, en sitios cercanos a ríos y lagos. Estos asentamientos encontraron grandes beneficios y prosperidad al contar con el agua.

Al paso del tiempo y debido al aumento de la población y al desarrollo comercial, industrial, agropecuario o forestal, una gran cantidad de poblaciones han estado creciendo hasta un punto en que la infraestructura habitacional, de comunicaciones, industrial y agropecuaria creada es tal que dentro del binomio beneficio-daño para un evento de origen fluvial y sus pobladores se dieron cuenta que tenían que aceptar ciertos riesgos y daños en ocasión de inundación por desborde de los ríos, tormentas intensas o de muy larga duración, y sobre elevación de niveles debido a procesos de sedimentación de materiales transportados por los ríos.

Los problemas de inundación se generan principalmente en los tramos finales de los cauces, alojados en llanuras o valles aluviales de pendiente reducida, donde al disminuir la velocidad de la corriente, los materiales sólidos y en suspensión que arrastra el río son depositados sobre el lecho del cauce restando capacidad hidráulica al mismo, esto hace que las áreas adyacentes al cauce ordinario sean invadidas por las aguas. Las inundaciones de las planicies causan mayores daños cuando ocurren en zonas urbanas o cuando alcanzan niveles muy altos (avenidas con un período de retorno alto).

El desbordamiento de los ríos y las inundaciones de sus riberas, con los daños que traen consigo, son un fenómeno frecuente en nuestro país, sobre todo en aquellas regiones donde existe una intensa precipitación, ya sea de temporada o debida a ciclones. Los daños que estas inundaciones causan son muy variados, lo mismo dañan los cultivos en las zonas agrícolas, que las viviendas y edificaciones en general en las zonas urbanas que atraviesan estos ríos.

Si las inundaciones se presentan año con año, los habitantes se acostumbran a ellas y saben tomar las precauciones necesarias para reducir los daños a sus propiedades; sin embargo, cuando ocurren avenidas extraordinarias con períodos de retorno altos, los daños llegan a ser cuantiosos porque la gente no se previene.

Para prevenir estos daños se deben realizar innumerables obras de protección y control de cauces fluviales que los confinen, encaucen y retengan o deriven sus escurrimientos de manera controlada, también se requieren acciones no estructurales como el pronóstico, la planeación de estrategias y el diseño de sistemas que prevengan y reduzcan los efectos destructivos de los fenómenos fluviales en regiones donde coinciden los cauces y las poblaciones.

El presente trabajo pretende establecer de una manera sencilla los pasos a seguir para el estudio hidráulico de un cauce, con el fin de determinar los datos hidrológicos, topográficos, climáticos, etc., para el diseño de bordos de protección contra inundaciones, complementando este estudio con la aplicación al caso de los desbordamientos que hasta hace algún tiempo presentaba el río "Bobos", (Nautla) en el estado de Veracruz.

8.2 RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACIÓN



8.2.1 GENERALIDADES

OBJETIVO.

El objetivo primordial en la aplicación al río Bobos es el de obtener el perfil del agua a lo largo del tramo donde se ha observado que ocurren los desbordamientos, y con esto determinar y elaborar una alternativa de proyecto ejecutivo para la zona urbana localizada en la margen izquierda del río Bobos en la localidad de Javier Rojo Gómez que tiene como objetivo principal proteger contra inundaciones a la localidad en una longitud de 1.5 km.

En base a la información proporcionada por la Gerencia Regional Golfo Centro de la Comisión Nacional del Agua se analizará y procesará la información con el fin de realizar los siguientes estudios necesarios para obtener los parámetros de diseño de la obra de protección:

- * Estudio Hidrológico a fin de conocer a partir de las precipitaciones más desfavorables que han ocurrido en la zona y sus frecuencias de incidencia; los niveles de inundación que se puedan tener en la localidad y los gastos de escurrimiento del río Bobos.
- * Estudio topográfico detallado del cauce en el tramo en estudio, así como de las estructuras que se encuentren dentro del cauce natural del río y cercanas al mismo.
- * Estudio de geotecnia en la zona del proyecto.
- * Estudio del funcionamiento Hidráulico del río en condiciones naturales y con la obra propuesta a partir de un gasto de diseño. así como la revisión de las características estables de la corriente.

ANTECEDENTES

Los bordos son estructuras de tierra que se construyen a lo largo de ríos; son cauces artificiales que confinan el escurrimiento que sobresale de sus márgenes naturales durante avenidas, protegiendo la planicie de inundación contra el desbordamiento del río. Los bordos son las estructuras más antiguas de obras de control y protección de ríos, y están las más usadas y económicas.

Los bordos sirven para proteger planicies de inundación bajo diversas condiciones hidráulicas: inundaciones periódicas por las crecidas, avenidas de tormenta o mareas. Difieren de otras estructuras de tierra en tres aspectos principales:

1. Sus taludes húmedos se sumergen durante pocos días o semanas al año.
2. Su ubicación se determina por los requerimientos derivados de la protección contra inundaciones, teniendo poca importancia las condiciones de terreno de cimentación.
3. Los materiales de construcción tienen que ser producto de excavación a cielo abierto, somero y cercano al sitio de los bordos. Estas condiciones generan mayor incertidumbre en el diseño de bordos que en el de otras estructuras de tierra y a fin de lograr un diseño seguro se ha contado con dos herramientas básicas: experiencia y métodos de diseño.

Los bordos han sido necesarios en muchas regiones del mundo desde la antigüedad, por lo que el arte de su construcción ha sido altamente desarrollado. A través de prueba y error se han acumulado experiencias locales en muchas partes.

En sistemas fluviales que son importantes en el mundo tales como el Mississippi, el Nilo, el Yangtze y el Amarillo, se han desarrollado grandes planicies de inundación ocupadas por asentamientos humanos, y es natural que hayan sido prominentes en la larga historia de control fluvial.

El río Yangtze de China tiene 5,100 Km. de longitud y es navegable en una distancia mayor que cualquier otro río. Su caudal es muy grande, en 1870 se registro un gasto de 105,000 m³/s, la mayor avenida en su historia.

Las avenidas han causado tragedias indescriptibles en pérdidas de vida y se han construido bordos para controlar su cauce. Actualmente, el Yangtze es uno de los ríos con más bordos construidos en el mundo. El nombre del río Amarillo, también de China, se deriva del alto contenido de loesses que el río acarrea hacia el mar.

Los chinos sabían desde hace mucho tiempo utilizar pisones de roca sostenidos con cuerdas, sugiriendo que ellos tenían una buena idea de la necesidad de la compactación del suelo mucho antes de que se convirtiera en una técnica bien establecida en la mecánica de suelos moderna.

En cuanto al río Mississippi, los primeros intentos por confinarlo se hicieron a principios del siglo XIX, elevando los cauces naturales con bordos artificiales. El primer bordo construido en Nueva Orleans en 1717 tenía 1.2 m de alto; en 1923 la altura promedio era de 3.9 m y había 4000 Km. de bordos a lo largo del río. Estos bordos arcillosos tienen un talud interior 3:1 y un talud exterior 6:1.

El diseño de bordos es similar al de una presa de tierra, en este sentido, un bordo es una presa de tierra de pequeña altura; por ello, muchas veces, se considera una estructura de menor complejidad comparada con grandes presas de almacenamiento; sin embargo, no se debe perder de vista que un bordo tiene aspectos técnicos adicionales a una presa de almacenamiento, pues se encuentra en un ambiente hidráulico cambiante y muchas veces turbulento, condiciones hidráulicas propias de la mecánica de ríos y a las que no está sujeta una presa.

Aunque los bordos pueden fallar debido a un procedimiento lento ocasionado por asentamiento o erosión, la mayoría de sus fallas ocurre durante y después del tránsito de una avenida extraordinaria, y como resultado, dichas fallas son difíciles de pronosticar y sus consecuencias son considerables.

El diseño de bordos tiene que tomar en cuenta la mecánica de ríos, pero al mismo tiempo, la construcción de bordos afecta al régimen de flujo del río. Cuando un río no está protegido por bordos, la velocidad del caudal de descarga se reduce a medida que el agua se extiende sobre un área mas extendida y los sedimentos en suspensión acarreados por el flujo se tienden a depositar en el fondo de estos cauces; si el río esta protegido por los bordos tiene la tendencia de elevar el nivel de agua e incrementar la velocidad de flujo.

Estos efectos redundan en un aumento de la capacidad erosiva del río, por lo tanto, el diseño de bordos debe considerar tales efectos y para ello es importante conocer los mecanismos de interacción entre río y bordos.

Los principales modos de falla de bordos son los siguientes: falla circular o en bloques, deslizamiento local, pérdida e capacidad de carga local, asentamiento, expansión, agrietamiento, desbordamiento, socavación, erosión, tubificación y licuación.

Lineamientos Generales de Diseño.

La construcción de bordos tiene que planearse y evaluarse desde varios puntos de vista: técnico, económico, social y ecológico. Siendo obras de gran longitud y muchas veces con importante duración en su ejecución, la construcción de los bordos puede afectar a varias entidades administrativas; para ello, es necesaria una buena coordinación.

Generalmente, la ubicación o métodos de construcción no son únicos. Se deben evaluar alternativas considerando los beneficios del proyecto: dicha evaluación debe realizarse no solamente en términos económicos, ya que algunos beneficios no pueden medirse directamente en dinero.

El análisis de costos debe incluir los requeridos para la terminación de las obras, su operación y mantenimiento, así como las afectaciones que pudiera tener sobre el medio ambiente.

Como las avenidas tienen un carácter aleatorio, no es posible, en la mayoría de los casos, realizar obras de tal magnitud que eliminen totalmente el riesgo de inundación; por la inversión que implican, generalmente los bordos se diseñan asumiendo un riesgo mayor que otras obras civiles como edificios, presas o terraplenes para vías terrestres.

a) Estudio preliminar

El primer paso para el diseño de un bordo es determinar localizaciones alternativas mediante fotografías aéreas y realizar un análisis comparativo con propuestas económicas y técnicas viables. La investigación preliminar de la localización de un bordo debe determinar:

- Altura y duración de avenidas esperadas
- Elevación del terreno por proteger
- Propietarios involucrados.
- Dificultades que pudieran encontrarse durante la construcción, particularmente las relacionadas con las condiciones de terreno y los requerimientos de materiales de préstamo.
- Uso actual o futuro del terreno ya protegido a fin de determinar el impacto económico del área por proteger.

La localización detallada requiere:

- Alojarse el bordo en suelos que lo soportan desde el punto de vista de cimentación y materiales de terraplén.
- Usar la longitud más económica, protegiendo la mayor área aprovechable posible.



- Evitar, cuando sea posible, riesgos asociados con la mecánica del río.
- Hacer uso de todas las protecciones naturales contra olas, tales como troncos de árbol, cañas o malezas.
- Evitar la reducción del ancho de márgenes naturales del río que pueda afectar adversamente al costo y seguridad del bordo o causar un incremento en los niveles de avenidas.
- Hacer corresponder la localización del bordo con unidades del sistema de drenaje en el área por proteger.

Problemática del río Bobos a la altura de la localidad de Javier Rojo Gómez.

Esta población se localiza en la margen izquierda del río Bobos, aguas arriba de la ciudad de Martínez de la Torre, Veracruz. En esta localidad se presentaron grandes inundaciones en las partes bajas de la población, el agua rebasó la carretera federal con un tirante de 60 cm, alcanzando alturas de 2.0 metros en la zona urbana ocasionando grandes problemas para la población.

Se puede observar que una gran parte del material arrastrado se depositó en la zona central del cauce, así mismo se aprecia que el escurrimiento ha erosionado gran parte de la margen izquierda donde se ubica la localidad.

Por comentarios de vecinos del lugar, después de los eventos de 1955 y 1995 donde se presentaron fuertes lluvias, las de octubre de 1999 fueron muy superiores. Asimismo después de las lluvias de 1995 gente del mismo lugar a cambio de explotar los bancos de grava y arena se construyó un bordo para tapar el escurrimiento que se orientaba hacia la población, sin embargo, con la creciente de octubre de 1999 la obra de protección desapareció por completo.



Foto 8.1 Margen del río Nautla

8.2.2 MARCO FÍSICO

Cuenca del río Bobos (Nautla)

Tiene como corriente principal al río Bobos (Nautla), aguas arriba de Martínez de la Torre, los municipios afectados por esta corriente son, Tlapacoyan, Martínez de la Torre, Misantia y Nautla.

Localización Geográfica

El estado de Veracruz se encuentra ubicado en la parte oriental de la Republica Mexicana, y ocupa el décimo lugar respecto a las demás entidades del país. Su división municipal comprende 210 municipios en 72,410 km².

Las colindancias del estado son: al norte con el estado de Tamaulipas; al este con el Golfo de México; al sur y suroeste con el estado de Oaxaca; al sureste con los estados de Chiapas y Tabasco; al oeste con los estados de Puebla, Hidalgo y San Luís Potosí.

En la parte Centro Norte del estado se encuentra la localidad de Javier Rojo Gómez, las coordenadas 20°01' de latitud norte y 97°06' de longitud oeste aproximadamente, con una altitud promedio de 100 m.s.n.m. teniendo una extensión territorial de 84 ha, en una longitud de 1,200 m., colinda con las localidades de Ixtacuaco, San Francisco y El Gorrión.

8.2.3 CLASIFICACIÓN GEOESTADÍSTICA DE LA CIUDAD



OROGRAFÍA

La localidad de Javier Rojo Gómez se asienta en la zona de transición de la llanura costera del Golfo Norte y la provincia fisiográfica del eje Neovolcánico. Subprovincia 1, llanuras y lomeríos: subprovincia 14 Chiconquiaco.

Se localiza a una altitud de 100 m,s n.m., los tipos de suelos son, variados. Principalmente luviosos y vertisol: El primero se caracteriza por ser de zonas templadas, y el segundo por ser un suelo duro con una marcada estación seca y otra lluviosa, con baja susceptibilidad a la erosión.

Su morfología es de pendientes suaves, aflorando al norte de Martínez de la Torre, comprende gran parte del norte del Estado, desde el límite de Tamaulipas hasta el sur de Papantla, donde se localizan las elevaciones del eje Neovolcánico: su límite occidental lo constituye la Sierra Madre Oriental y hacia el oriente el Golfo de México.

HIDROGRAFIA

La localidad de Javier Rojo Gómez pertenece a la región hidrológica de nombre Tuxpan-Nautla y en especial a la cuenca del río Robos (Nautla), que cubre el 6.84% de la superficie Estatal. En lo que se refiere a la hidrología subterránea, esta zona presenta una permeabilidad media en materiales consolidados.

La región hidrológica Tuxpan—Nautla ocupa la porción noreste del territorio veracruzano y está integrada por las cuencas de los ríos Bobos (Nautla). Tecolutla Cazones y Tuxpan. Además de la laguna de Tamiahua.

Los ríos señalados desembocan en el Golfo de México y tienen su origen en mayor número fuera de la entidad, así el río Bobos (Nautla), inicia su formación en cofre de Porote una altitud de 4.150 mts, con el nombre de arroyo Borregos; el Tecolutla se forma en la sierra de Puebla y recibe en su trayecto los nombres de arroyo Zapata, Río Coyutla y Río Apulco; el Río Cazones nace en una porción montañosa de Hidalgo, por donde están ubicados los poblados de Pahuatlán del Valle Y Tlacuilotepec, de aquí se prolonga hacia Poza Rica y posteriormente a la planicie costera: el río Tuxpan se origina también en el estado de Hidalgo con la dominación de Pantepec.

Los aportes más importantes del río Nautla. Los recibe de los ríos Blanco, Pahuatlán, Beltrán y Arroyo Rancho Nuevo.

La laguna de Tamiahua, es una de las más grandes de la República Mexicana, se une con el Río Pánuco, a través de los canales Chijol, Calabozo, Wilson y Laguna de Tampico Alto.

En ellas se encuentran islas de distintas proporciones, como las de Juan Ramírez, del Frontón, Burros, del Toro, Mata Caballos, Frijoles, Pájaros y del ídolo. En sus inmediaciones existen zonas de inundación, sujetas a las avenidas del Río Pánuco.

La región "Tuxpan- Nautla" tiene un gasto medio de 264.32 m³/seg. Que corresponden al 44.1 % del gasto total. En la siguiente tabla se muestran las principales corrientes y los cuerpos de agua que se encuentran en la región hidrológica en cuestión.



CORRIENTES DE AGUA

NOMBRE	UBICACIÓN
Bobos - Nautla	RH27
Diamante	RH27

CUERPOS DE AGUA

NOMBRE	UBICACIÓN
P. El Encanto	RH27
L. Grande	RH27

GEOLOGÍA

En la región afloran rocas ígneas extrusivas básicas, del oligoceno aflora una secuencia de lutitas y areniscas depositadas en un ambiente marino de aguas marginales profundas; las lutitas en ocasiones son arenosas y las areniscas tienen una textura que va de grano medio a fino y en algunos sitios arcillosos. Estas secuencias tienen intercalaciones de color gris azul, en algunos casos contienen calizas y coralinas y en otros conglomerados.

Las características del suelo de esta zona corresponden a un Vertisol, Pélico (Vp) y Crómico (Vc), formados a partir de lutitas y areniscas, ocupa el primer lugar en extensión con 23,318.58 Km.

El horizonte A que presenta es profundo de textura arcillosa o migajón arcilloso, debido a su alto contenido de material fino que los hace compactos y masivos al estar secos y muy adhesivos y expansibles cuando se hallan húmedos, estos cambios provocan la formación de grietas en su superficie de por lo menos un centímetro de ancho.

Generalmente los Vertisoles Pélicos son de color gris oscuro y los Vertisoles Crómicos son de tonos pardos, ambos con Ph que varía de ligeramente ácido a moderadamente alcalino. Su contenido de materia orgánica es medio y la capacidad para absorber cationes de calcio, magnesio y potasio va de alta a muy alta; las plantas disponen de grandes cantidades de los dos primeros elementos y poca del último.

Los vertisoles situados en las márgenes de los nos Pánuco y Tamesi, contienen sales solubles y sodio que limita su uso agrícola; otros como los de la Villa Tejada y Paso del Macho son poco profundos sin embargo, lo que impone mayor restricción para su manejo es el alto porcentaje de arcilla que los integra pues tiene un grado de humedad adecuado, de otra forma si están secos o tienen exceso de agua es muy difícil introducir los implementos de labranza.

En resumen la formación geológica que presenta la localidad de Javier Rojo Gómez según la carta geológica se enlista en la siguiente tabla.

GEOLOGÍA DE LA LOCALIDAD DE JAVIER ROJO GÓMEZ



DENOMINACION	ERA	PERIODO	ROCA O SUELO
To	Cenozoico	Terciario (T9)	Ígnea extrusiva (le)

CLIMA

En la localidad se presentan climas que van de cálido húmedo con lluvias todo el año a cálido húmedo con abundantes lluvias en verano. Los climas cálidos húmedos, son los que comprenden mayor área, aproximadamente un 80% del territorio veracruzano, que se distribuyen en las llanuras costeras del Golfo Norte y del Golfo Sur, a una altitud máxima de 1,000 m.

En estas regiones la temperatura del mes más frío es superior a 18°C y la media mayor de 22°C, a partir de la sierra de Chiconquiaco, las inmediaciones de Nautla, Tecolutla y Coyutla, localidades en las que la precipitación total anual vade los 1,300 a 2,000 mm.

Los climas cálidos y húmedos con lluvias todo el año prevalecen, además la sierra de los Tuxtlas en las estribaciones de la Sierra Madre Oriental una franja que va desde el Zapote hacia el sureste, abarcando algunos municipios de Hidalgo y Puebla hasta Martínez de la Torre y Colipa.

TEMPERATURA

En esta zona del estado se presentan diferentes tipos de climas y con ello, diferentes tipos de temperaturas, las temperaturas promedio consignadas para el municipio de Martínez de la Torre oscilan entre 20 y 26° C.

En la siguiente tabla se muestran los registros de temperatura correspondiente a la estación meteorológica de Martínez de la Torre, que es la más cercana a la zona de estudio en el periodo de 1961 a 1999.

Estación	Periodo	Temperatura promedio	Temperatura del año mas frío	Temperatura del año mas caluroso
Martínez de la Torre	1961-1999	24.3	23.4	25.8

PRECIPITACIÓN

En el municipio de Martínez de la Torre se presenta una precipitación promedio anual entre 2,000 y 2,500 mm anuales, siendo en verano donde se concentran las precipitaciones mensuales.

Estación	Periodo	Precipitación promedio	Precipitación del año mas seco	Precipitación del año mas lluvioso
Martínez de la Torre	1961-1999	1400 mm	400 mm	4500 mm



Torre				
-------	--	--	--	--

VIAS DE COMUNICACIÓN

La localidad de Rojo Gómez tiene comunicación inmediata al noreste con la cabecera municipal de Martínez de la Torre, de ahí se puede comunicar mediante la Carretera Federal No. 27 con las localidades de Nautla, Gutiérrez Zamora y Vega de Alatorre; al suroeste se comunica con el municipio de Tlapacoyan, mediante la misma carretera federal pudiéndose trasladar a las localidades de Teziutla, Altotonga y Perote.

ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS DE LA POBLACIÓN

Según los indicadores socioeconómicos, la Localidad de Javier Rojo Gómez reporta un índice de marginación bajo que en términos cualitativos quiere decir una muy alta marginación.

Según el anuario estadístico del INEGI de 1995 existe un total de 380 viviendas habitadas, del cual el 57% de los ocupantes vive sin agua entubada; el 31% sin drenaje ni excusado y el 8% de ocupantes de viviendas vive sin energía eléctrica.

En la localidad de Javier Rojo Gómez, las actividades correspondientes al sector primario lo constituyen la agricultura, se siembra caña, café, mango, plátano, pastizales y maíz.

DEMOGRAFIA

La población registrada en los censos y conteos realizados en los periodos de 1970-2000, por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), para la localidad de Javier Rojo Gómez es de 2,100 habitantes.

USO DEL SUELO

Referente al uso potencial del suelo en la Localidad de Javier Rojo Gómez, podemos mencionar lo siguiente: en la zona donde se ubicará la obra de protección, el suelo es de uso federal donde realizan actividades agrícolas de temporal y de riego cultivándose caña, caté, mango plátano, pastizales y maíz, además es apto para el uso pecuario.

Contiguo a la zona federal, el uso del suelo es utilizado para habitaciones, comercios, carreteras y de servicios.

8.3 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Tiene como objetivo determinar y conocer las características geométricas del cauce y de las zonas de estudio, así como la ubicación de las poblaciones que pueden estar asentadas en las orillas o puntos donde estuvieran en riesgo de sufrir daños por el desbordamiento del río.

Para lo cual se dibujarán en forma detallada la planta topográfica y la configuración de la zona donde se localice el río, en el tramo de estudio, generando secciones transversales.



Dicho trazo tendrá que estar referenciado a un sistema coordinado y apoyado por una poligonal que nos proporcione la suficiente información para conocer sus características geométricas.

La poligonal quedará descrita de la siguiente manera:

Tolerancia en cierre angular

$T_a - 10 \cdot N$; donde:

T_a – tolerancia en segundos.

N – número de vértices de la poligonal.

Tolerancia en cierre lineal 1:25000

El levantamiento se dibujará a escala conveniente con curvas de nivel a cada 50 m, indicándose estructuras existentes, confluencias con ríos y arroyos y todos los puntos de importancia que se consideren necesarios, así como linderos, colindancias, límites de propiedad, etc.

Para las secciones transversales del cauce del río tendrán una equidistancia de doscientos metros o bien secciones intermedias donde se presenten cambios bruscos del terreno.

Estas deberán cubrir la zona del cauce y diez metros hacia afuera de cada una de las márgenes con el fin de precisar el ancho suficiente y necesario para conocer el funcionamiento hidráulico del río en condiciones naturales; así mismo se obtendrán secciones transversales en zonas donde se presente la erosión y asolve preferentemente a cada cuarenta metros.

Todas las secciones deberán estar referidas a la poligonal de apoyo e indicarse en las mismas para su posterior ubicación. Se realizarán perfiles longitudinales por el eje del río, de los cuales se obtendrán los niveles del cauce, la configuración del fondo, así como ambas márgenes.

En las zonas donde el río tenga confluencias con otros ríos o cuerpos de agua que generen cambios en el funcionamiento hidráulico del río en estudio, se deberán tener plantas topográficas de detalle a escala 1 : 200, con curvas de nivel con equidistancia a cada 50 m, abarcando una superficie aproximada de media hectárea, o bien aquella superficie que nos permita delimitar las descargas.

Los puntos de inflexión de la poligonal de apoyo se deberán referenciarse a obstáculos naturales (árboles, rocas, cerros, etc.) o se construirán mojonearas en forma terciada dos si y dos no en los (P.I.), en cada punto de inflexión deberá de ser con tres mojonearas para garantizar la referencia de dicho punto, quedando obligados de monumentar el primero y último puntos de inflexión.

8.4 ESTUDIOS DE GEOTECNIA

Los estudios de geotecnia tienen como principal objetivo conocer las características y propiedades físicas de los suelos sobre los que se realizarán las obras de protección requeridas.

Objetivos:

- Evaluar y caracterizar geológicamente el grado de riesgo.
- Evaluar el grado de deformación o agrietamiento de la carretera.



- Determinar los riesgos de erosión ribereña que comprometen la estabilidad del talud inferior.

En el aspecto geotécnico:

1.- En el campo se realizaron las investigaciones geotécnicas: trincheras y calicatas que permitieron:

- . Identificar los tipos de suelos
- . Ubicar la presencia de agua
- . Ubicar la profundidad de basamentos rocosos.
- . Identificar los tipos de fenómenos geodinámicos
- . Identificar las características físicas y mecánicas de los suelos

2.- En Laboratorio de Mecánica de Suelos:

Se realizaron los siguientes ensayos:

- . Análisis Granulométrico
- . Contenido de Humedad
- . Límites de Consistencia
- . Peso Específico
- . Clasificación SUCS
- . Ensayos triaxiales.

3.- Modelo geotécnico del fenómeno geodinámico en cada sector crítico para el estudio de la estabilidad del talud inferior.

4.- Estudio de Alternativas y Selección de Obras de Defensa y Estabilización de Taludes por tramos.

5.- Estudio de Canteras y Fuentes de Agua



Foto 8.2 Banco de materiales

El estudio de la cimentación debe realizarse con suficiente detalle para determinar si el sitio es apropiado; deben realizarse sondeos de suelo cuya planeación puede partir de estudios geotécnicos previos del área; si tales estudios no son disponibles, para el análisis preliminar, la localización de sondeos puede basarse en la apariencia del sitio y las observaciones obtenidas conforme avanzan los sondeos.

En muchas ocasiones es preferible excavar un pozo a cielo abierto para estudiar con detalle la estratigrafía. Los sondeos o pozos deben indicar:

1. El nivel de agua freática.
2. Espesor, clasificación y posición de cada estrato de suelo.
3. La existencia de algún material extraño como conchas.

Los sondeos deben llegar a la profundidad por lo menos igual al nivel del agua de diseño. Para el diseño debe conocerse la localización de estratos de suelo altamente permeable para determinar su influencia en Tubificación o costos de bombeo adicionales, así como la relación entre la localización del bordo y las de estructuras de drenaje interior. En suelos blandos, el estudio puede complementarse con sondeos adicionales para establecer un perfil de suelo más preciso.

Es importante considerar las siguientes problemáticas de diseño, antes de que se emprenda el diseño geotécnico detallado. La siguiente lista de lineamientos geotécnicos no es exhaustiva, pero pretende dar una idea sobre los principales problemas de geotecnia involucrados en el diseño.

- Los bordos se construyen con materiales térreos extraídos de bancos de material cercanos y paralelos a la línea del bordo. En casos donde el banco de material sea paralelo a la localización del bordo, las investigaciones para el banco y la cimentación pueden combinarse. Puede ser

necesario, en algunos bordos, explotar bancos de material fuera del área inmediata y transportar materiales de préstamo al sitio.

- Cuando se encuentran condiciones de suelo inestables, es más económico cambiar la localización del bordo que emplear métodos de construcción costosos para tratar tales suelos.
- Los bordos pueden fallar por desbordamiento, socavación desmoronamiento, tubificación o por flujo proveniente de las estructuras de drenaje embebidas dentro del bordo; el diseño del bordo debe considerar tales posibilidades de falla.
- Como los bordos son generalmente largos, es normal que en el transcurso de la ruta existan diferentes condiciones de terreno, por lo que son necesarios ajustes en el diseño de la sección transversal, selección de material y métodos de construcción.
- Se debe disponer de un bordo libre para evitar su desbordamiento en ocasión de la avenida de diseño, el bordo debe localizarse lejos del cauce para que no sea socavado por altas velocidades. El desmoronamiento de un bordo puede evitarse al emplear taludes laterales apropiados y métodos de construcción adecuados.
- Cuando se instalan bombas de drenaje, la tubería de descarga se debe localizar arriba de la corona del bordo: Si la tubería se coloca a través del bordo, ésta debe estar encima del nivel de agua de diseño y la tubería se conecta con la bomba por un acoplamiento flexible.
- El ancho de la corona debe tener un valor mínimo de 2 a 2.5 metros. Si el bordo se usa como camino de mantenimiento o emergencia, deberá disponerse de un mínimo de tres metros.
- Si la velocidad de la corriente es alta, los taludes del lado húmedo deben protegerse usando revestimientos contra la erosión y socavación.
- En el diseño de terraplenes se deben considerar las condiciones de humedad del suelo en el tiempo de colocación del relleno; los suelos plásticos colocados en seco pueden ser inestables al humedecerse.

Los bordos en cimentaciones que sufren asentamientos requieren de un considerable mantenimiento a fin de ajustar su altura. Los suelos no plásticos o de baja plasticidad colocados con alta humedad pueden tener asentamientos excesivos; los suelos con alto contenido de materia orgánica pueden contraerse por la oxidación.

- Cuando la cimentación del bordo tiene capas de suelos permeables que pueden ser vulnerables a la tubificación, es necesario instalar una pantalla o un corazón.
- Los drenajes subsuperficiales instalados a una distancia cercana al pie del lado seco del bordo se deben proteger con filtros granulares de arena y grava graduados. Si dichos drenes no disponen de la protección por filtros, deben localizarse a una distancia mayor de tres veces la altura del nivel de agua de diseño.
- Cuando se usan suelos altamente permeables, especialmente sobre una cimentación de menor permeabilidad, la base del bordo debe ampliarse. El ancho adicional puede lograrse usando bermas o taludes tendidos en el lado seco, de tal manera que se incrementa la estabilidad.
- Es preferible ubicar los bancos de préstamo del lado húmedo pues su localización en el lado seco puede causar problemas de filtración como ocurrió en el río Mississippi.

- Si el banco de material es paralelo a la línea del bordo, la berma que separa el bordo desde el banco debe ser suficientemente ancha para proteger eficientemente el pie del bordo. El ancho mínimo de la berma debe ser dos metros.
- Cuando los materiales de cimentación son granulares o altamente permeables, el ancho de la berma del lado seco debe ser igual a 2.5 veces la profundidad del agua. Esto es necesario para prevenir la tubificación.

CONSERVACIÓN DEL BORDO

El bordo debe inspeccionarse periódicamente y especialmente después de avenidas severas. Las tuberías que atraviesan el bordo deben supervisarse con más cuidado porque son posibles puntos de falla. Cualquier daño debe repararse inmediatamente para que el bordo pueda continuar siendo efectivo.

Por factores económicos, dada la magnitud de la obra y también por la incertidumbre que se tiene sobre las condiciones hidráulicas y geotécnicas que cambian continuamente, no es posible evitar por completo la posibilidad de falla; sin embargo, es posible mitigar los daños que pudieran causarse por medio de una preparación adecuada ante situaciones de emergencia. La reparación de emergencia de los bordos en las épocas de avenidas constituye una tarea fundamental en su conservación.

Si las medidas son de carácter urgente, después de haber disipado la amenaza de una falla incipiente y haber pasado las avenidas que ponen en peligro a las obras, los bordos deben repararse de acuerdo con estándares de diseño y construcción estipulados para obras permanentes.

a) Deslizamiento de talud

Cuando se tiene en la cimentación del bordo una secuencia de estratos permeables debajo de estratos impermeables, se producen altas subpresiones; para aliviadas se construyen pozos de alivio, los cuales atraviesan los estratos impermeables y penetran en los permeables. El diseño del sistema de pozos de alivio depende de la permeabilidad de los estratos de la cimentación, de los niveles piezométricos en dichos estratos y de la geometría de la sección del bordo y su cimentación.

b) Asentamiento excesivo

Cuando el asentamiento elimina la contra flecha y disminuye el bordo libre, se debe renivelar la corona con material compactado, teniendo éste las mismas propiedades establecidas en las especificaciones de construcción. Si el asentamiento se debe a una cimentación compresible y de baja resistencia, la nivelación del bordo se hace a un ritmo tal que no acelere los asentamientos, ni induzca un deslizamiento del talud.

Para reparar los hundimientos locales se debe remover los suelos sueltos y rellenar los materiales compactados. Si a los hundimientos locales los acompaña la filtración, se combinan medidas para combatir esta última.

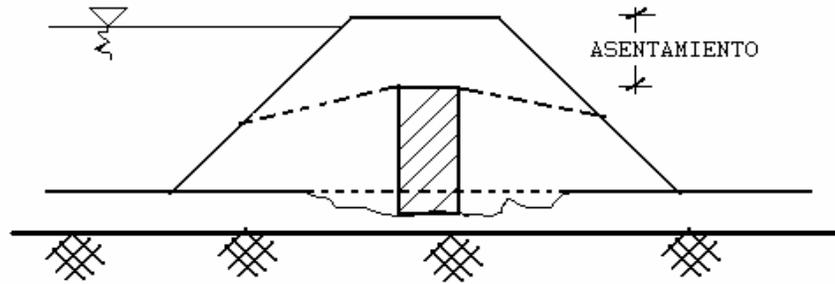


Figura 8.1 Falla por asentamiento

a) Agrietamiento

En cuanto se identifiquen grietas se debe investigar su extensión mediante exploraciones de pozos a cielo abierto o con perforaciones. Las grietas transversales, causadas por asentamientos diferenciales, podrán ser tratadas excavando trincheras hasta la profundidad del agrietamiento y rellenándolos con arcilla compactada.

Cuando el agrietamiento sea de poca profundidad, podrá procederse al inyectado de bentonita. Por otra parte, si hay presencia de agrietamiento longitudinal, correlacionado con un deslizamiento incipiente será necesario disponer de drenes descendiendo la línea superior de corriente y agregar bermas al pie del talud o construir un contrafuerte permeable.

Si las grietas son someras y paralelas al bordo, se pueden rellenar con el suelo disponible. El suelo debe compactarse para que no se infiltre el agua de lluvia.

Para las grietas transversales que han llegado al talud seco, se construye un terraplén al frente de esta parte del talud y se sellan las grietas con suelo.

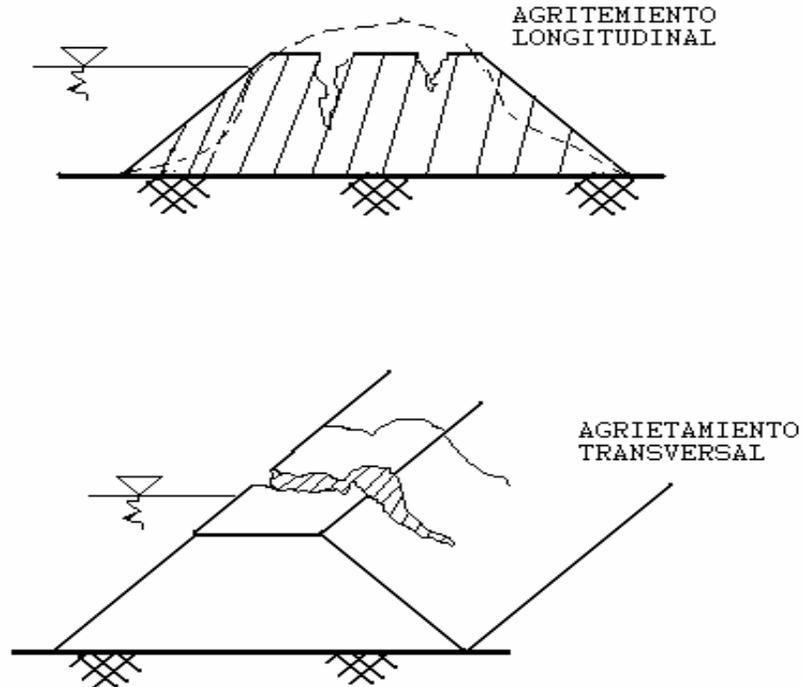


Figura 8.2 Falla por agrietamiento

b) Erosión del talud

Las erosiones que se forman por el efecto del escurrimiento de lluvia se pueden reparar removiendo los materiales sueltos y reemplazándolos con material permeable compactado. Para prevenir futuras erosiones, se coloca una capa de grava y boleas, sembrándose pasto en las zonas reparadas. Se pone especial atención a las zonas de contacto del terraplén con su cimentación. Debe evitarse la colocación de materiales impermeables en el talud seco.

La observación de cualquier erosión de la superficie, ya sea como resultado de filtraciones de agua a través del cuerpo del bordo, o de alguno de los contactos, puede ser indicio de un problema serio de inestabilidad del bordo y debe ser inspeccionado por un ingeniero experimentado para determinar la necesidad de realizar estudios adicionales y establecer las acciones correctivas adecuadas.

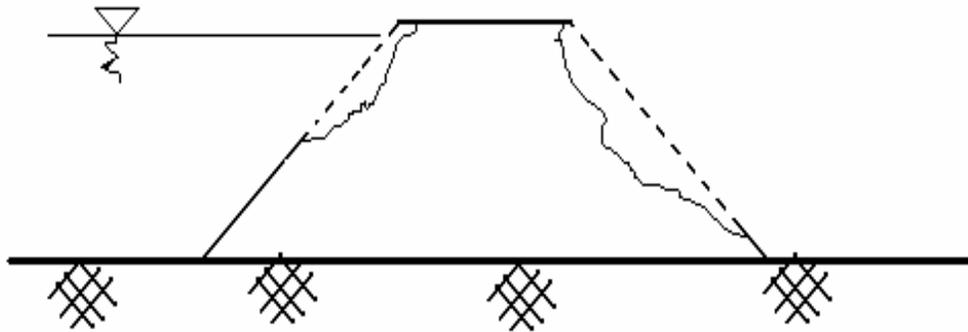


Figura 8.3 Falla por erosión

c) Filtración y tubificación

Las medidas correctivas que deberán adoptarse para controlar las filtraciones van a depender de la cantidad y el ritmo con que varían las filtraciones, los niveles de saturación, las características de la sección del bordó, las condiciones y el tratamiento de la cimentación.

El objeto de las acciones correctivas es el de reducir las filtraciones, controlar y detener la tubificación. En muchas ocasiones no es posible ni deseable detener completamente las filtraciones, pero sí controlar las fuerzas y acciones que las producen y que de otra forma afectarían la estabilidad e integridad de una unidad bordo-cimentación.

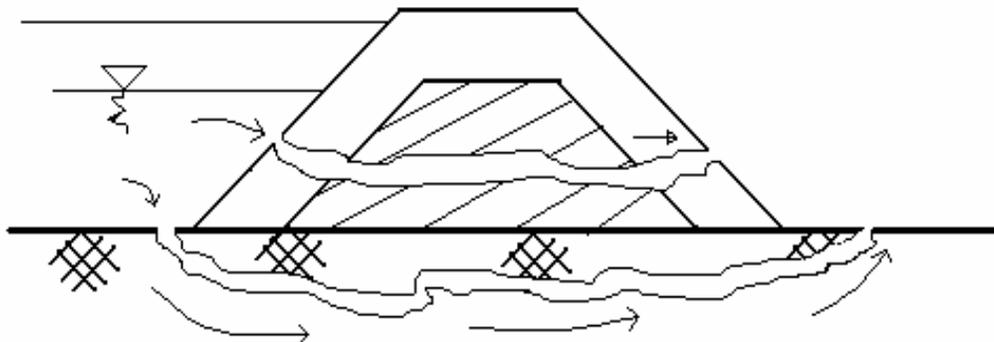


Figura 8.4 Falla por filtración y tubificación.

d) Desbordamiento

La protección debe ser preventiva, aumentando la elevación de la corona como consecuencia del incremento del nivel de agua. Ante el pronóstico del aumento del nivel del agua y si se anticipa el desbordamiento, se sobreeleva el terraplén con costales rellenos de arena o tierra; esta sobreelevación puede reforzarse con geotextiles o ramas de árbol. Si el desbordamiento ocurre

localmente en el tramo limitado del bordo, la sobreelevación se puede efectuar usando los materiales excavados al lado seco. Posteriormente se rellena la parte excavada con materiales extraídos de otros sitios.

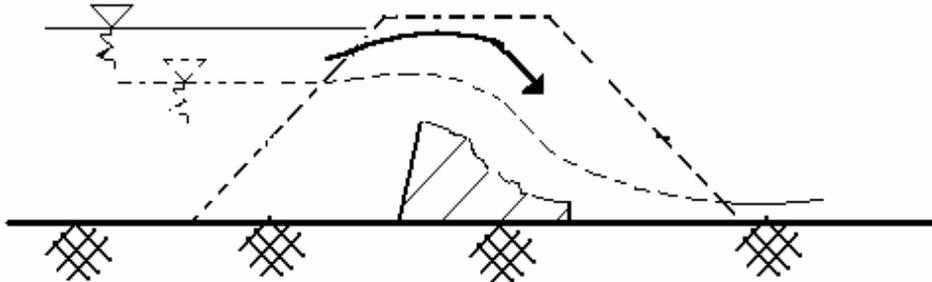


Figura 8.5 Falla por desbordamiento

e) Interacción con otras estructuras

El problema principal que puede presentarse radica en el contacto entre las estructuras de concreto y el suelo por una mala compactación de éste: por tanto, a través del contacto, se filtra el agua, ocasionando hundimiento diferencial y agrietamiento. Cualquier conducto que atraviesa un bordo tiene que localizarse sobre una cimentación firme.

Los materiales seleccionados de relleno deben colocarse en capas de 15 a 20 cm alrededor del conducto y cada capa debe estar debidamente compactada. El relleno debe funcionar como impermeabilizador en el lado húmedo y como un filtro en el lado seco. El conducto por sí tiene que estar libre de fugas debidas a presión interna.

De igual forma es necesario conocer las propiedades y características del material que conforman las paredes y fondo del cauce para conocer el comportamiento de dicho material en el funcionamiento hidráulico del río.

Este estudio es importante para conocer el tipo de materiales, sus propiedades y características en la zona de estudio para saber si pueden ser aprovechados en la construcción de la obra de protección, más aún los datos proporcionados son de gran importancia para poder definir los criterios de diseño del proyecto.

Al igual que los estudios de topografía, los estudios de geotecnia son realizados en campo por personal especializado, y de la calidad de estos trabajos depende en gran medida de los criterios para proponer el diseño de las obras.

8.5 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

Los objetivos de estos estudios son determinar los parámetros que permitan conocer el comportamiento de los ríos causantes de las socavaciones y deslizamientos como son:

- Las grandes avenidas extraordinarias para un período de retorno de 100 años.
- Los niveles máximos que alcance el río en determinados sectores de su curso.
- El cálculo de la socavación para el diseño de las obras de protección en las riberas.

Los estudios hidráulicos necesarios para el diseño de bordos parten de un estudio hidrológico que determina los gastos que escurren en la cuenca, correspondientes a distintos periodos de retorno; el estudio de hidráulica fluvial define la mecánica del río y la mejor localización del bordo desde ese punto de vista.

De ellos se determinan también el nivel, frecuencia y duración de las crecidas, las velocidades medias y locales en la cercanía de cada tramo de bordo, mismas que sirven para dimensionar los revestimientos. A continuación se mencionan solamente algunos de los aspectos importantes a considerar.

- Si la planicie de inundación se va a proteger por un bordo, es necesario advertir la posibilidad de incrementar la profundidad, duración y extensión inundable en la tierra sin protección. Debe informarse a los propietarios de tales afectaciones.
- Los bordos se trazan de tal manera que: (1) la población y propiedades importantes a lo largo del río quedan fuera de estos; (2) cuando no es posible construir los bordos que pudieran evitar el flujo de alta velocidad, es necesario diseñar una protección con espigones o revestimientos; (3) cuando una población o una propiedad urbana no puede quedar fuera del bordo es necesario protegerla en su perímetro.
- Aun cuando la ubicación del bordo puede determinarse con modelos hidráulicos, tal ubicación no necesariamente es la que da resultados satisfactorios a largo plazo. Las conducciones del río cambian continuamente y los bordos que funcionan satisfactoriamente en un cierto periodo pueden estar sujetos a daños en periodos subsecuentes; el éxito de un bordo depende un continuo trabajo de inspección, monitoreo, supervisión y conservación durante las avenidas; cuando se tenga una alta posibilidad de que los bordos puedan sufrir algún daño, se deberán tomar medidas inmediatas para corregir los defectos y se considera que medidas como espigones o revestimientos no proporcionan resultados satisfactorios, se deben construir las protecciones detrás de los bordos existentes, como una segunda línea de defensa en el caso de que los bordos originales fallaran.



Foto 8.3 Medición de niveles en el río

8.6 CARACTERÍSTICAS ESTABLES

La estabilidad de los bordos se da según las propiedades de los materiales con los que se ha construido principalmente y la manera de conservación y/o supervisión periódica que se realice a este.

Los altos niveles de saturación en el interior de cuerpo del terraplén pueden ser disminuidos, construyendo una zona de drenaje en el lado seco.

La estabilidad del talud húmedo puede mejorarse reforzándolo con una banqueta, o contrafuerte, construido con material impermeable o enrocamiento compactado, según sean las características de la sección para evitar el deslizamiento del talud.

Cuando el bordo no tiene contacto con el agua de alto nivel por varios años existe mayor posibilidad de agrietamiento. Para detectarlo se puede emplear ventajosamente el método de saturación: Se diseña en primer lugar un bordo de trinchera a fin de almacenar el agua para saturar el bordo y detectar el agrietamiento e hugas. En la ausencia de tal bordo, la saturación



puede lograrse excavando zanjas de drenaje al lado seco del bordo y llenarlas con el agua asegurando la estabilidad en la corona.

Parámetros que intervienen en el equilibrio de un cauce:

Q = Gasto formativo

g_B o g_{BT} = Transporte de sólidos que entran al tramo en estudio

D = Diámetro representativo del material de fondo.

S = Pendiente

B = Ancho

D = Tirante

K = Factor que toma en cuenta la resistencia de las orillas a ser erosionadas (peso específico del agua en Kg/m^3).

Una modificación de los parámetros antes mencionados, repercutirá en las demás y los modificará hasta alcanzar otro nuevo estado de equilibrio.

En condiciones normales una corriente escurre por un solo cauce teniendo 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 misma forma como lo viene haciendo conservando un mismo gasto llamado *gasto formativo*.

Determinación de las características estables del cauce.

De acuerdo a los criterios existentes para determinar las características estables, se recurrió a aquellos que toman en cuenta las condiciones y características del río y cauces formados con material friccionante: la teoría de régimen fue desarrollada inicialmente para canales de riego, actualmente existen autores e instituciones que han aportado y profundizado en el estudio en el cauce de ríos naturales considerando que estos tienen tres grados de libertad, para tal efecto se considero el criterio propuesto por el Instituto de Ingeniería de la universidad Nacional Autónoma de México, para obtener las condiciones de estabilidad del río Bobos, optando por el sistema de ecuaciones del grupo iii, ya que considera una condición de cauce de material friccionante principalmente con transporte de sedimentos.

Las ecuaciones empleadas son:

$$Be = \frac{0.3084 D_{84}^{0.247} K^{0.07} Q^{0.63}}{W_{50}^{0.39} \Delta^{0.238} g^{0.06} (D_{35} Q_{BT})^{0.119}} \quad \text{Ec. 8.1}$$

$$de = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{W_{50}^{0.274} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.51} (D_{35} Q_{BT})^{0.083}} \quad \text{Ec. 8.2}$$

$$Se = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{84}^{0.223} K^{0.294} (D_{35} Q_{BT})^{0.56}}{W_{50}^{0.352} Q^{0.767}} \quad \text{Ec. 8.3}$$

$$\text{Lo cual se cumple si: } \frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.35} \quad \text{Ec. 8.4}$$

Donde:

Be = Ancho estable

De = Tirante estable

Se = Pendiente estable

Para el gasto de proyecto (5101m³/seg), el ancho estable resulta de 254 mts que en las condiciones de proyecto se puede alcanzar permitiendo que el espejo del agua se extienda por la margen derecha el cauce, el tirante estable 4.4 m resulta menor que los tirantes del proyecto y finalmente la pendiente estable Se = 000.03989 resulta menor, por los que da la tangencia a alcanzar su estabilidad dinámica de deben prever protecciones marginales.

En lo que se refiere a gasto formativo los anchos estables Be = 83.3m, obtenidos resultan menores que las condiciones de proyecto, los tirantes estables De = 2.1 m también resultan menores y las pendientes estables Se = 000.1300 son muy parecidas a las condiciones de proyecto, por lo que se espera que cuando se presente al gasto formativo, el río Bobos no debe tener ningún problema, una vez que se ejecuten las obras.

Determinación del gasto sólido

El calculo del gasto sólido del cauce del río Bobos, tiene por objetivo determinar las características del cauce a partir del cual se inicia el arrastre de sedimentos para lo cual se requiere lo siguiente:

- Disposición geométrica del encauzamiento
- Gasto formativo y de diseño del río
- Características granulométricas del cauce

La metodología propuesta por Meyer-Peter es aplicable a materiales de diferentes densidades, de granulometría uniforme y no uniforme, utilizando como el diámetro efectivo el diámetro medio, Dm y la ecuación que a continuación se indica y permite obtener el arrastre de las partículas provenientes del lecho del cauce que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo.

$$g_B = 8y_s D_m^{1/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} \left[\left(\frac{n^g}{n} \right)^{3/2} \tau_0 - 0.047 \right]^{2/3} \quad \text{Ec. 8.5}$$

Donde:

g_B = Gasto sólido unitario m^3/seg

D_m = Diámetro medio del material del fondo, m

g = Aceleración de la gravedad, m/seg^2

Δ = Relación de pesos específicos.

$$\Delta = \frac{y_s - y_a}{y_a}$$

El análisis realizado muestra que para el gasto formativo ($800 \text{ m}^3/\text{seg}$) los resultados varían de 0.1519 a $0.8070 \text{ m}^3/\text{seg}$, lo cual nos indica que existe un arrastre importante de material, por lo que en el cauce del río siempre habrá depósito; para el gasto de diseño ($5101 \text{ m}^3/\text{seg}$) se obtuvieron valores que de 0.271 a $0.1200 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Determinación de velocidades permisibles

Con la finalidad de conocer las velocidades permisibles que en un instante dado fuesen cercanas a las críticas y que soportarían las partículas de material del cauce se toman en cuenta materiales principalmente friccionantes, a partir de los criterios propuestos por el método de la velocidad media crítica, se consideraron además de las condiciones hidráulicas, los parámetros del material del cauce, la ecuación propuesta es la siguiente:

$$U \text{ corriente} = U \text{ crítica}$$

$$U \text{ crítica} = 6.05 R_H^{0.15} D_m^{0.35} \quad \text{Ec. 8.6}$$

Donde:

R_H = Radio hidráulico de la sección en m

S = Pendiente en m.

D_m = Diámetro medio en m.

Las velocidades medias críticas permisibles obtenidas mediante este método, varían de 0.26 a $0.27 \text{ m}/\text{seg}$ para el gasto de proyecto y para el formativo las velocidades varían de 0.34 a $0.32 \text{ m}/\text{seg}$.

Las velocidades de la corriente son obtenidas de los cálculos proporcionados por el programa Hec-Ras, que varían de 0.95 a $4.40 \text{ m}/\text{seg}$ para el gasto formativo y para el gasto de proyecto las velocidades varían de 2.76 a $6.05 \text{ m}/\text{seg}$.

Determinación de la socavación



El método de *Lischtvan-Lebediev* a través del cual se determina la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo real V_r y la velocidad media requerida para generar el incipiente movimiento del material del cauce para una densidad y diámetro específicos, de manera que:

$$V_e = V_r$$

Donde:

V_r = velocidad media real del flujo, en m/seg en una franja o línea vertical en el caso de análisis la velocidad correspondiente a la obtenida con el modelo hidráulico de computo.

V_e = Velocidad media que necesita al flujo para empezar a erosionar un material dado el fondo, en m/seg.

Cálculo de V_r :

$$V_r = V_e^{5/3} \quad \text{Ec. 8.7}$$

Donde: $V_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s}$ Ec. 8.8

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_c u} \quad \text{Ec. 8.9}$$

Siendo:

d_o = La profundidad inicial en una línea vertical predeterminada de la sección, media del nivel de la superficie del agua al fondo, en metros

α = Es expresada como una función e la profundidad media del flujo antes de la socavación d_m , la velocidad media en la sección V_r , y gasto de diseño Q_d , o sea:

v = Es el coeficiente de contracción que depende de la sección de la estructura y velocidad media, en el caso analizado como las estructuras se ubican en los márgenes, no se consideran estrechamientos o contracciones, por lo que está constante toma el valor de 1.

B_e = Es el ancho efectivo del cauce en metros.

d_m = Es la profundidad media del cauce e igual a $d_m = A/B_e$; A es el área hidráulica en m^2 y B_e es el ancho efectivo.

d_s = La profundidad después de la socavación del cauce por el paso de la avenida, y medida del nivel de la superficie del agua hasta el fondo erosionado en metros que vale:

$$V_e = 0.68 D_m^{0.28} \beta d_s^x \quad \text{Ec. 8.10}$$

Donde:

β = Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno del gasto de diseño.

Q = Gasto de diseño o gasto máximo de l avenida para la cual se desea calcular la erosión.

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 8.11}$$

Para calcular la socavación general se requiere de los datos siguientes:

- Sección transversal, indicado en ella, la elevación que alcanza el agua al pasar el gasto de diseño. Normalmente es obtenida en época de aguas bajas o secas cuando es más fácil hacer el levantamiento. Durante el cálculo, la sección se divide imaginariamente en franjas verticales.
- Gasto de diseño asociado a su período de retorno.
- Características físicas del material del fondo inicial.

8.7 OBRAS DE DEFENSA

Los ríos de acuerdo a su funcionamiento hidráulico y a los fenómenos climatológicos pueden tener una serie de eventualidades que provocan problemas geodinámicos y sufrir cambios que puedan desbordar y ocasionar graves problemas a los habitantes.

Algunos de estos problemas peden ser. El primero es un zapeamiento o socavamiento por efecto de una dinámica fluvial del río el cual se asocia a derrumbes ocasionando la pérdida del talud (de origen aluvial o coluvial) incidiendo sobre la desestabilización de la plataforma.

El segundo, es ocasionado por hundimiento o subsidencia de la plataforma, debido a una pérdida de resistencia o carga de la plataforma por desprendimiento subterráneo y en otros casos es por humedecimiento superficial.

Estos dos tipos diferentes de dinámica han permitido considerar dos tipos de Obras:

Correctivas

- a) Defensas Ribereñas
- b) Drenaje tanto superficial como subterráneo

Defensas Ribereñas

Las defensas ribereñas tienen por objeto la protección de las orillas contra los procesos de erosión de riberas y socavación que ejerce el río y que son causantes de la desestabilización del talud inferior y de la plataforma de la carretera.

Para la evaluación de la socavación general, se ha utilizado el método de Lischtuan –Lebediev, el cual se basa en la determinación de la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media que se requiere para erosionar con material de diámetro y densidad desconocidos.

Las obras de defensa ribereña estarán sometidas a diferentes efectos en mayor o menor grado según se presenten las condiciones hidráulicas y la naturaleza del terreno de fundación. Estos efectos son:

- Deformabilidad y resistencia de la fundación.
- Posibilidad de la socavación de la base.
- Estabilidad.

- Efecto abrasivo por transporte de material de fondo.
- Empuje de tierras detrás de la estructura.

Por otra parte, las obras además de ser eficientes, deben ser económicas, para lo cual se considera los siguientes factores:

- Disponibilidad y costo de materiales de construcción.
- Costo de construcción.
- Costo de mantenimiento.
- Durabilidad de las obras.
- Condiciones constructivas.
- Correspondencia con obras colindantes.

Entre los tipos de obras que se han seleccionado, se tienen los de tipo flexible y los de tipo rígido.

a) Obras de Tipo Flexible

Cuando los suelos ofrecen importantes deformaciones:

- Enrocados
- Gaviones
- Colchones con cajas de alambre
- Colchones con cajas de polietileno

b) Obras de tipo rígido



Cuando la cimentación en las orillas está conformada por materiales que ofrecen deformaciones despreciables.

- Muros de concreto simple
- Muros de mampostería
- Muros de concreto armado
- Pantallas atirantadas de concreto armado

Sectores Críticos

Las zonas en donde se han producido el colapso del talud se le ha denominado sector crítico. Estas áreas obedecen su origen a los siguientes procesos:

- Desplazamiento de masa en el talud superior y también en el inferior, manifestado por las brechas (escarpas) que se muestran formando escalones.
- Saturación del terreno y hundimiento o subsidencia, de materiales finos limo –arcillosos y la pérdida de equilibrio de la masa.

La socavación de la avenida extraordinaria en el pie del talud inferior, sería el detonante para el colapso del talud. En consecuencia, la evaluación de los resultados de los estudios de geología, geotecnia, hidrología e hidráulica fluvial; definen que para el control de estos fenómenos que afectan es necesario desarrollar:

- Gaviones
- Enrocado
- Estabilización del talud mediante reconfiguración del talud inferior con capas compactadas con pendiente 1.5(H):1(V).
- Revegetación de taludes.

8.8 APLICACIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO BOBOS, ESTADO DE VERACRUZ

Para nuestro caso en especial y según las Características específicas del sitio de nuestro proyecto, con los datos disponibles proporcionados por la Subgerencia Técnica de la Gerencia Regional Golfo Centro se analizaron, el río Bobos así como los arroyos 1 y 2 debido a que en época de lluvias transportan un gasto que descargan en el río Bobos a la altura de la Localidad de Javier Rojo Gómez, Tiapacoyan., Ver. Figura 8.6

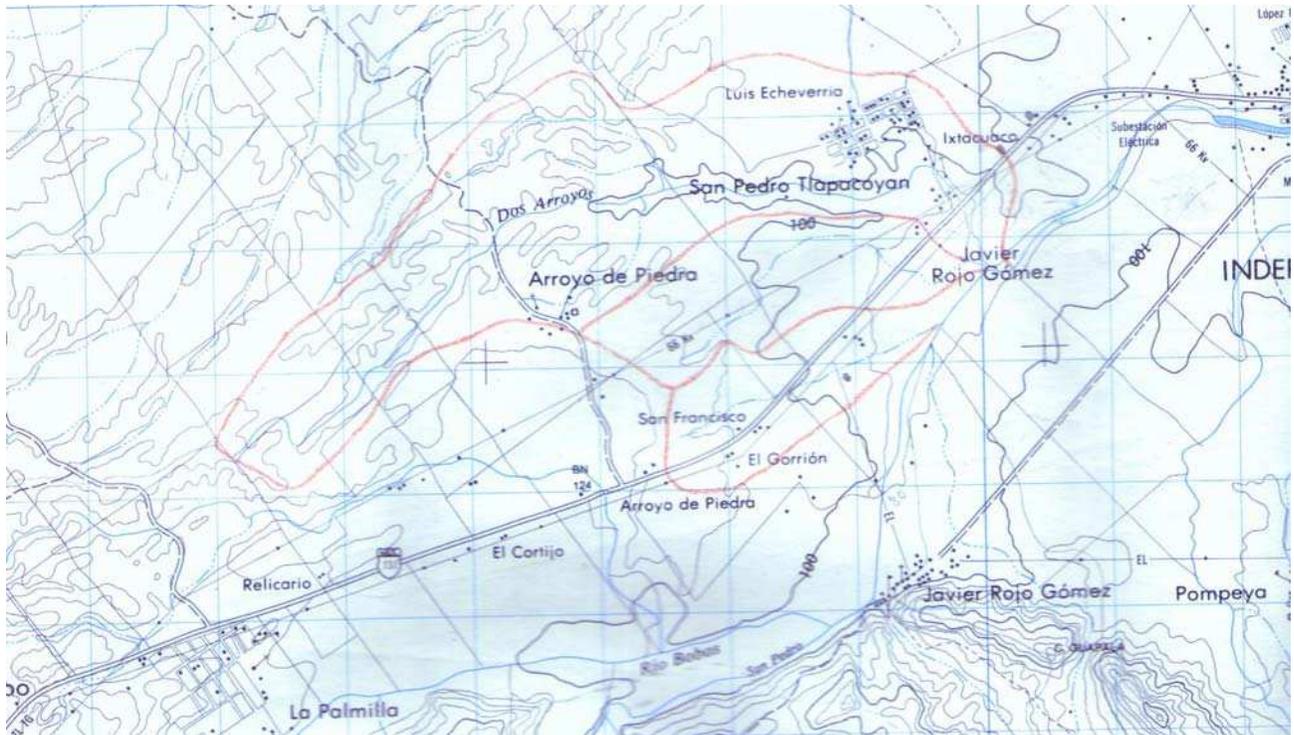


Figura 8.6 Localización del Río Bobos y su confluencia con los arroyos 1 y 2. Los datos proporcionados por la Subgerencia Técnica de la Gerencia Regional Golfo Centro, fueron los registros de precipitación de las estaciones climatológicas:

- Martínez de la Torre
- Zicalatipan
- Huayacocotla.

Así como los registros de gastos en la estación de aforo Martínez de la Torre ubicada en la población del mismo nombre sobre el río Bobos.

Como se mencionó en el capítulo anterior en el apartado 3.4 Análisis de los datos, cuando no se cuenta con registros de aforo de gastos, como es el caso de los arroyos 1 y 2, procederemos a procesar los datos de precipitación por métodos estadísticos (Gumbel, Nash y Lebediev); para que los resultados obtenidos sean aplicados a modelos de lluvia escurrimiento (Método Racional, Ven Te Chow y Hidrograma Triangular Unitario) para estimar gastos de escurrimiento en la cuenca.

En el caso del río Bobos, para su análisis se aplicarán los métodos estadísticos directamente a los registros de aforo de gastos.

De este modo para el caso de los arroyos 1 y 2 se utilizó el método de los polígonos de Thiessen (fig. 8.7), donde se puede observar la ubicación de las estaciones climatológicas con respecto a los arroyos 1 y 2.

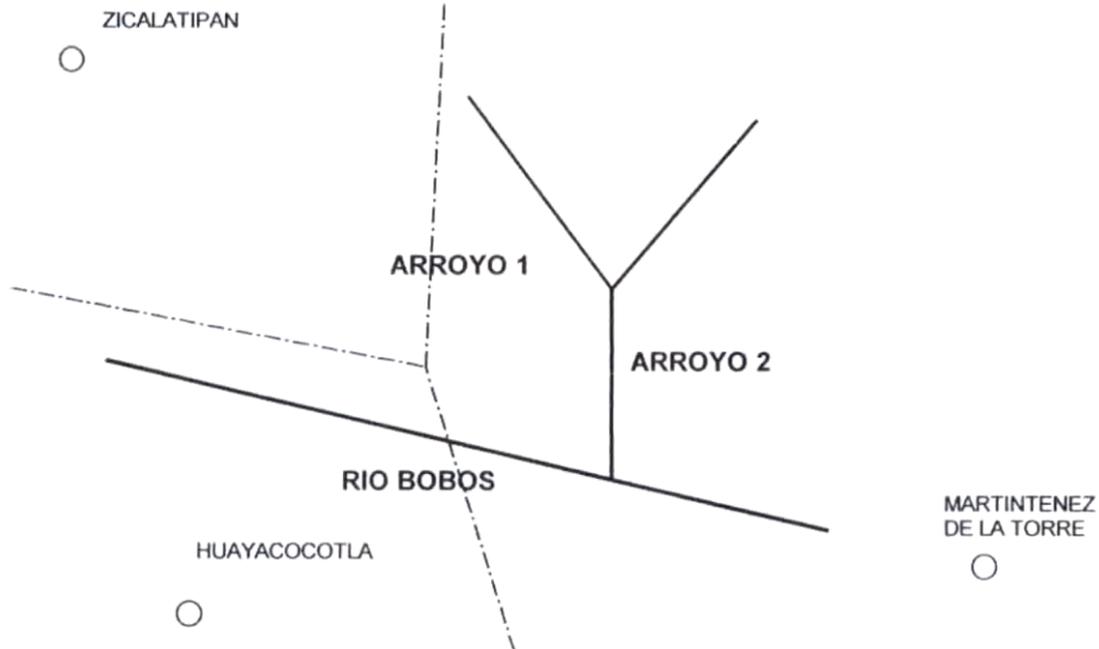


Figura 8.7 Polígonos de Thiessen, en la zona de estudio

Así pues se tomarán los datos de la estación climatológica Zicalatipan para el análisis del arroyo 1 y para el análisis del arroyo 2 los datos de la estación Martínez de la Torre.

8.8.1 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS

A continuación se describe la metodología desarrollada para los registros de la estación climatológica Martínez de la Torre aplicando los métodos estadísticos de Gumbel, Nash y Levediev para un periodo de retorno de 100 años, se hace mención que los datos y tablas de cálculo utilizadas en el análisis se presentan en el anexo no 3.

Modelo de Lebediev.

Fórmula para la precipitación de diseño

$$X_d = X_{\max} + \Delta X = 312.123 + 35.098 = 347.221 \text{ mm} \quad \text{Ec. 8.12}$$

$$X_{\max} = X(KC_v + 1) = 137969[(3.147 \times 0.401) + 1] = 312.123 \text{ mm} \quad \text{Ec. 8.13}$$

$$\Delta x = \pm \frac{AErX \max}{\sqrt{n}} = \pm \frac{1(0.675)(312.123)}{36} = 35.098 \quad \text{Ec. 8.14}$$

Donde:

X_d = Precipitación máxima asociada a un periodo de retorno

X_{\max} = Precipitación máxima probable, para un T_r en m^3/seg .

ΔX = intervalo de confianza en m^3/seg .

X = Gasto medio en m^3/seg .

$$C_v = \frac{S_x}{X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{I=n} \left(\frac{X_i}{X} - 1 \right)^2}{n}} = \sqrt{\frac{5.792}{36}} = 0.401 \quad \text{Ec. 8.15}$$

K = coeficiente que depende de la probabilidad P , expresada en porcentaje y el coeficiente de asimetría C_s .

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{X_i}{X} - 1 \right)^3}{nC_v^3} \quad \text{Ec. 8.16}$$

Si $n < 40$ años, Levendiev recomienda:

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo.

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas.

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas ciclónicas.

VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_s , V_p , EN PORCENTAJE O T_r EN AÑOS

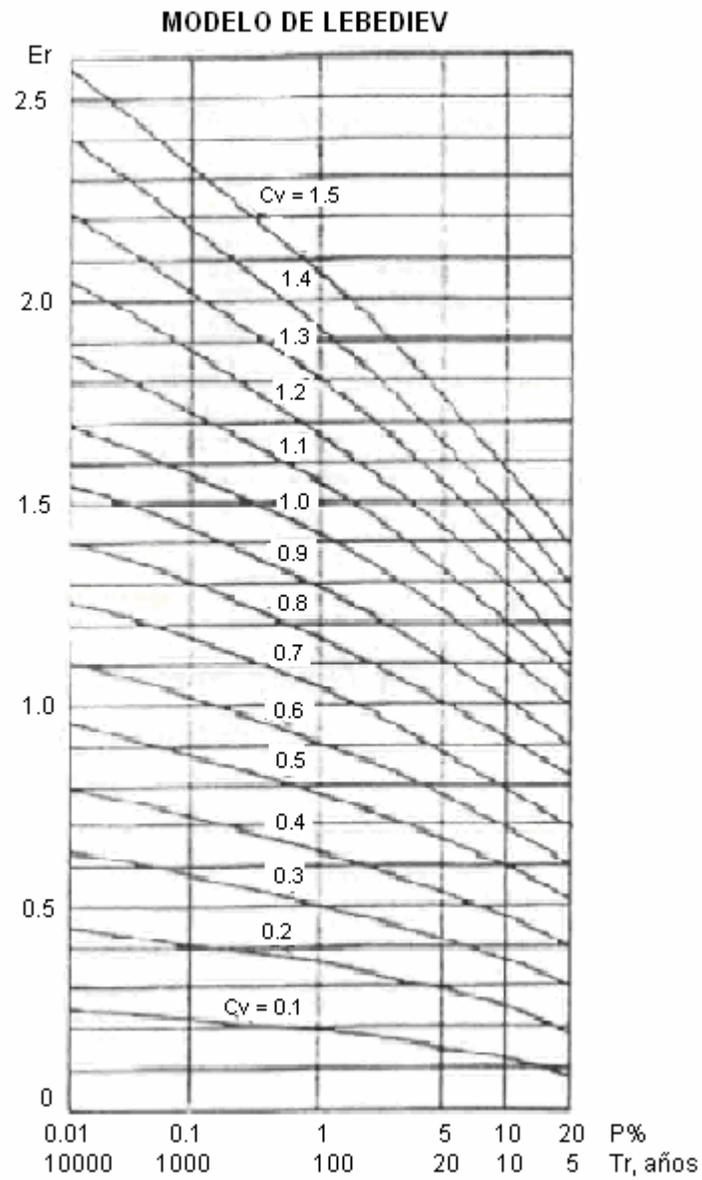


Fig. 8.8 Gráfica para el método de Lebediev

Coeficiente de asimetría Cs	Tr, en años			
	2	5	10	20
0.0	-0.00	0.84	1.28	1.64
0.1	-0.02	0.84	1.29	1.67
0.2	-0.03	0.83	1.30	1.70
0.3	-0.05	0.82	1.31	1.72
0.4	-0.07	0.82	1.32	1.75
0.5	-0.08	0.81	1.32	1.77
0.6	-0.10	0.80	1.33	1.80
0.7	-0.12	0.79	1.33	1.82
0.8	-0.13	0.78	1.34	1.84
0.9	-0.15	0.77	1.34	1.86
1.0	-0.16	0.76	1.34	1.88
1.1	-0.18	0.74	1.34	1.89
1.2	-0.19	0.73	1.34	1.92
1.3	-0.21	0.72	1.34	1.94
1.4	-0.22	0.71	1.34	1.95
1.5	-0.24	0.69	1.33	1.96
1.6	-0.25	0.68	1.33	1.97
1.7	-0.27	0.66	1.32	1.98
1.8	-0.28	0.64	1.32	1.99
1.9	-0.30	0.63	1.31	2.00
2.0	-0.31	0.61	1.30	2.00
2.1	-0.32	0.59	1.29	2.01
2.2	-0.33	0.57	1.27	2.02
2.3	-0.34	0.56	1.25	2.01
2.4	-0.35	0.52	1.25	2.00
2.5	-0.36	0.50	1.23	2.00
2.6	-0.37	0.48	1.21	2.00
2.7	-0.38	0.46	1.19	2.00
2.8	-0.39	0.44	1.18	2.00
2.9	-0.39	0.41	1.15	1.99
3.0	-0.40	0.39	1.13	1.97
3.1	-0.40	0.37	1.11	1.97
3.2	-0.41	0.35	1.09	1.96
3.3	-0.41	0.33	1.08	1.95
3.4	-0.41	0.31	1.06	1.94

Tabla 8.1 Valores del coeficiente K del modelo de Lebediev.

En este caso como $n = 36$.

El cálculo del coeficiente de asimetría se calcula de la siguiente fórmula:



$$C_s = 3C_v$$

Ec. 8.17

$$C_s = 3C_v = 3(0.401) = 1.203$$

A= Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Mientras mayor sea el registro, es menor el Valor del coeficiente.

Si $n > 40$ años, se toma el valor de 0.7

Er. = coeficiente que depende de los valores de C_v y de la probabilidad P , se obtienen en la gráfica de la figura 8.8.

En el anexo no. 3 se presentan 2 tablas con los registros pluviales de cada una de estaciones climatológica Martínez y Zilacatipan, así como las diferentes variables calculadas para cada método aplicado según la metodología descrita.

En resumen los resultados obtenidos para cada Estación y según el método estadístico aplicado es el siguiente:

	Lebediev
Martínez	347.22
Huayacocotla	295.01
Zilacatipan	484.95

ANÁLISIS DEL ARROYO 1

Con apoyo en las cartas topográficas de INEGI, se determinó el área de la cuenca A_c , la longitud de la Corriente Principal así como su pendiente.

Por lo tanto tenemos que:

$A_c = 1.96 \text{ km}^2$ $L_c = 6,010 \text{ mts.}$ $S_m = 0.71\% \%$
--

El tipo de suelo se determino según la muy espesos N44, 50%, bosques bueno N=61, 30%. correspondiendo $N = 83.25$. clasificación definida por Bosques naturales cultivados normal N=60, 20%, pastizales un numero de escurrimiento de orden.

Para determinar el número de escurrimiento N se tomarán en cuenta las cartas disponibles de uso del suelo y vegetación de la cuenca. Se utilizará el cuadro siguiente. Para seleccionar el tipo de suelo es necesario apoyarse en las cartas edafológicas y la textura como se muestra en los tipos hidrológicos siguientes.

Tipo A.- Suelos de gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas. Estos generan el menor escurrimiento.

Tipo B.- Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.

Tipo C.- Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.

Tipo D.- Suelos arcillosos de alta plasticidad, con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Generan el mayor escurrimiento.

Uso de la tierra	Condición de la cobertura vegetal de la superficie	Tipos de suelo			
		A	B	C	D
Bosques cultivados	Ralo, baja transpiración	45	36	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espesor, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy 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
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco recto	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surco en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surco en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
	Curva de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie Impermeable		100	100	100	100

Tabla 8.2 Selección el número de escurrimiento N:

Se inician los cálculos con un mismo dato en general que es la precipitación promedio en mm y la desviación Estándar de la muestra, se calcula la lluvia máxima puntual con la ecuación:

$$X_p = x - \frac{S_x}{S_n} \left(X_n - \log_e \cdot \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right) = 350.13mm$$

De la tabla de Anexo 1 Ec. 8.18

Se Utilizará el dato de la precipitación promedio en la estimación del gasto máximo ordinario con apoyo de un modelo de lluvia-escorrentamiento.

MÉTODO RACIONAL BÁSICO

Se considera la cuenca de una corriente con área (km²) en la que la precipitación de magnitud Xa (mm) que cubre toda la cuenca.

Cálculo del Tiempo de Concentración.

Tiempo de Concentración (Tc)

Es el tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

Algunos autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración entre las cuales se presentan las siguientes:

1. Fórmula de Rowe.

$$T_c = \left(\frac{0.86L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} = \left(\frac{0.86L^2}{S} \right)^{0.385} = [0.86 (6,010^2)/(0.71\%)]^{0.385} = 1.70 \text{ hrs.}$$

Ec. 8.19

Donde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del colector principal en km.

S = Pendiente del colector principal expresada al millar, igual a la relación entre el desnivel AH del punto mas alejado del colector al sitio de estudio en (m) y longitud del colector L del colector en (km).

2. Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77} = 0.0003245 [(6,010)/(0.71\%^{1/2})]^{0.77} = 1.77 \text{ hrs.}$$

Ec. 8.20



Donde:

Te = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del colector principal en m.

S = Pendiente del colector principal relación directa.

3. Fórmula de Chow (según cuencas chicas menores a 300 km² o cuencas grandes):

$$Tr \cong Tc = 0.00505 \left[\left(\frac{L_m}{S^{1/2}} \right) \right]^{0.64} \text{ (en cuencas chicas), y}$$

Ec. 8.21

$$Tr = 0.01 \left[\left(\frac{L_m}{S^{1/2}} \right) \right]^{0.64} \text{ (en cuencas grandes)}$$

Ec. 8.22

De acuerdo a esta cuenca se obtiene Tr= 1.47 hrs para cuencas pequeñas.

Donde:

Tr = Tiempo de retraso, en horas.

Te = Tiempo de concentración o retraso en cuencas pequeñas, n horas.

Lm = Longitud del colector principal en m.

S = Pendiente del colector principal en por ciento.

4. Fórmula de Servicio de Conservación del Suelo en EU (SCS):

$$Tc = \frac{L^{1.15}}{3085 \Delta H^{0.38}} = 1.66 \text{ hrs.}$$

Ec. 8.23

Donde:

Te = Tiempo de concentración, en horas.

L = Longitud del colector principal en m.

5 = Desnivel máximo sobre el colector principal, en m.

Resumen de resultados:



Rowe	Kirpich	Chow	SCS
1.70 hrs	1.77 hrs	1.47 hrs	1.66 hrs

Se elige como $t_c = 1.77$ hrs, el cual es el recomendado ya que en base a la experiencia se elige el mayor tiempo de concentración, siendo el valor Kirpich el que da valores más confiables. Ver la siguiente tabla

$E = 0.45$ a 0.50 Cuencas muy grandes con T_c igual o mayor de 48 hrs.

$E = 0.50$ a 0.55 Cuencas grandes con T_c mayor de 24 hr y menor de 48 horas.

$E = 0.55$ a 0.60 Cuencas medianas con T_c entre 6 y 24 horas

$E = 0.60$ a 0.70 Cuencas chicas con T_c entre 6 y 1 hora

$E = 0.70$ a 0.80 Para cuencas muy pequeñas con T_c menor de 1 hora.

Tabla 8. 3 Valores de E

El valor de E se interpola según el intervalo de t_c , en este ejemplo e 0.62, K se determina con la ecuación siguiente:

Precipitación media de la cuenca

Por lo que respecta a la distribución de la lluvia en la cuenca, siempre cuando ocurre una tormenta, existe un punto en la cuenca de valor máximo y a medida de que aumenta la extensión se va reduciendo el valor medio correspondiente a cada área. El estudio de esta variación tiende a un modelo de la fórmula general siguiente:

$$A_1 = (0.00284)(Ac)^{1/2} = 0.00284(1.96)^{1/2} = 0.00398$$

Ec. 8.24

$$A_2 = (2.7183)^{A_1} = (2.7183)^{0.00398} = 1.00398$$

Ec. 8.25

$$X_{med.cuenca} = X_{max.puntual} / A_2 = 350.13 / 1.00398 = 348.74 \text{ mm}$$

Ec. 8.26

Donde:



$X_{med.Cuenca}$ = Precipitación media de la cuenca, en mm.

$X_{max. Puntual}$ = Precipitación máxima puntual, en mm.

A_c = Área de la cuenca en km^2 .

Una vez determinada la magnitud de la lluvia puntual ponderada, se hace el ajuste por área para obtener el valor medio de la cuenca y su distribución en el tiempo.

Con el valor de $e = 0.62$, según el intervalo de t , $1 <$ se determina con la ecuación siguiente:

$$K = \frac{(1-e)X_{med.cuenca}}{T^{1-e}} = ((1 - 0.62) * 348.74)/(24^{(1-0.62)}) = 39.508$$

Ec. 8.27

$$X_a = \frac{KT^{1-e}}{1-e} = (K t_c^{(1-e)})/(1-e) = (39.508 * 1.77^{(1-0.62)})/(1-0.62)$$

Ec. 8.28

$X_a = 127.95 \text{ mm}$

Donde:

X_a = Precipitación media acumulada en una cuenca en cierto tiempo, en mm.

K = Parámetro de la ecuación de lluvia en el tiempo, en mm.

T = Tiempo en horas de precipitación a partir del origen y en los lapsos 1 y 2.

e = Exponente de la ecuación.

Para calcular la pérdida por evaporación (en mm) se utilizaron los parámetros presentados en el texto de Hidrología Superficial del Ing. Aparicio.

$$Y = Y_E T_c = 0.2125 * 1.77 = 0.38 \text{ mm, donde:}$$

Ec. 8.29

Y_E varía con la localidad geográfica de la cuenca, características climáticas y época del año, se expresa en mm/hora.

En términos generales, se puede considerar: 0.25 a 0.10 desde zonas secas, áridas, calientes a zonas húmedas calientes. En zonas frías puede ser menor a 0.10. Adoptamos para este caso el valor de 0.2125.

De igual manera se calcula la pérdida por infiltración Z_i (en mm) con:

K' o $Z = ((1-u) 24^u)/(24^{1-u})$, Considerando un índice medio en 24 horas varía desde 0.5 a 1.00 mm/hr en suelos finos arcilloso y algunos salinos, 1.00 a 2.00 mm/hr en suelos francos (areno-limo-arcilloso), de 2.00 a 3.0 mm/hr en suelos franco-limoso y 3.0 a 4.0 mm/hr o más en suelos

arenosos, gruesos y profundos. Para este caso se aplica el valor de 0.94 mm/hora y con distribución exponencial de $u=0.40$, tenemos:

$$K' = ((1 - 0.40) \cdot Z) / (24 \cdot Z^{(1-0.40)}_{24}) = 1.91 \text{ y } Z_i = (K' \cdot t_c^{(1-u)}) / (1-u) = 4.47 \text{ mm} \quad \text{Ec. 8.30}$$

Calculamos el coeficiente de escurrimiento C_{e1} con el valor de almacenaje en depresiones e intercepciones por la cubierta vegetal en esta cuenca, donde m es una fracción en decimal de la lluvia que se almacena en depresiones de la superficie y huecos del suelo e interceptada por la cubierta vegetal. Los valores de m varían: 0.00 a 0.05 para suelo duro, seco, compacto, vegetación rala y sin depresiones; 0.05 a 0.10 para suelo compacto, vegetación normal, saturados, con algunas depresiones en la superficie; 0.10 a 0.30 o más para suelos labrados, cultivados, saturados y según la rotura del suelo. En este caso se adopta $m = 0.08$.

$$C_{e1} = \left(1 - \frac{(Y + Z_i)}{X_a}\right)(1 - m) = (1 - (0.38 + 4.47)/127.95) \cdot (1 - 0.08) = 0.89 \quad \text{Ec. 8.31}$$

Precipitación en exceso (X_e)

De apoyo a la obtención de los escurrimientos producidos por las tormentas de diseño, se procederá a deducir la precipitación en exceso. Para ello se utilizará el número de escurrimiento N , de acuerdo con las características fisiográficas de la cuenca y su uso del suelo de la cuenca de drenaje.

Si durante una tormenta se miden simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, las pérdidas se definen como la diferencia del volumen que llovió en la cuenca menos el que se convirtió en escurrimiento directo.

Tomando en cuenta en este criterio el número de escurrimiento N se supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia.

La fórmula propuesta es la siguiente:

$$X_e = \frac{10 \left(\frac{X_a}{10} - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\frac{X_a}{10} + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad \text{Ec. 8.32}$$

Tomando $X_a = 127.95$ mm y $N = 83.5$

$$X_e = \frac{10 \left(\frac{127.95}{10} - \frac{508}{83.25} + 5.08 \right)^2}{\frac{127.95}{10} + \frac{2032}{83.25} - 20.32} = 82.09 \text{ mm}$$

El coeficiente de escurrimiento es:

$$C_e = \frac{X_e}{X_a} = \frac{82.09}{127.95} = 0.64 \quad \text{Ec. 8.33}$$

El coeficiente de escurrimiento se determina como el promedio obtenido en ambos métodos:

$$C = \frac{(C_{e_1} + C_{e_2})}{2} = \frac{0.89 + 0.64}{2} = 0.76 \quad \text{Ec. 8.34}$$

Donde el valor $\delta=1.50$ según las condiciones de la cuenca es tomado de la siguiente tabla:

Tipo de Curva	Valor de δ	Recomendaciones para Uso
Parábola	1.5	Para cuencas que por las condiciones del cauce y cubierta vegetal es de esperarse un efecto atenuador sobre el pico de la creciente.
Triangulo Isósceles	2.0	Cuencas en condiciones normales del cauce y cubierta vegetal, sin zonas de inundación.
Probabilidad	2.4	Cuencas pequeñas de escasa vegetación, impermeable, cauce profundo y sin zonas de inundación.

Tabla 8.4 Valores de δ

Donde:

X_e = Lámina en exceso o de escurrimiento, en mm.

X_a = Lámina de precipitación en la cuenca, correspondiente a la tormenta, en mm.

N = Número de escurrimiento.

Fórmula para calcular el Gasto Máximo Extraordinario:

Donde, $C=0.76$, $A_c=1.96$, $X_a=127.95$ y $T_c=1.77$

$$Q_{m\acute{a}x} = \left(\frac{\delta}{7.2} \right) \frac{CAXc}{Tc} \quad \text{Ec. 8.35}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \left(\frac{1.50}{7.2} \right) \left(\frac{(0.76 \times 1.96 \times 127.95)}{1.77} \right) = 22.52 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Donde:

δ = Parámetro de ajuste de pico

Xc = Precipitación en mm

C = Coeficiente de escurrimiento

A = Área de la cuenca en km^2

Tc = Tiempo de concentración en hrs.

Método Racional de Ven Te Chow

$$Qp = q_p p_e \quad \text{Ec. 8.36}$$

La precipitación en exceso $P_e = 82.11 \text{ mm}$

El tiempo de retraso: $t_c = 1.47 \text{ hrs}$ $t_r = 1.47 \text{ hrs}$

Calculo del tiempo pico (t_p)

$$T_p = t_c^{1/2} + 0.6t_c = 1.47^{1/2} + (0.6)(1.47) = 2.09 \text{ hrs} \quad \text{Ec. 8.37}$$

Duración del escurrimiento directo (d_e)

$$d_e = 2(t_c)^{1/2} = 2(1.47^{1/2}) = 2.94 \text{ hrs} \quad \text{Ec. 8.38}$$

Tiempo base (t_b)

$$t_b = 2.67 t_p = (2.67)(2.11) = 5.59 \text{ hrs} \quad \text{Ec. 8.39}$$

Tiempo de Condensación t_c	Tiempo de retraso t_r (en cuencas pequeñas es igual a t_c)	Tiempo Pico t_p	Tiempo de Duración de d_e	Relación d_e/t_r	Factor de Reducción Z
1.47 hrs	1.47 hrs	2.09 hrs	2.94 hrs	1.65	0.94

Fórmula para calcular el gasto pico (q_p)

$$q_p = \frac{2.78A.Z.Pe}{de} \quad \text{Ec. 8.40}$$

Donde:

$$Z = \frac{q_p d}{2.78A} \quad \text{Ec. 8.41}$$

Pe = 82.09 mm, Ac = 1.96 km², Z = 0.94 y de = 2.94 hrs

$q_p = 0.278 [(82.11 \times 1.96 \times 0.94)/2.94] = 14.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Donde:

A = Área de la cuenca en Km²

Pe = Precipitación en exceso.

Z = Factor de reducción igual ala relación del gasto pico del hidrógrafo unitario al gasto de equilibrio.

Método Hidrograma Triangular Unitario

Cálculo del coeficiente de escurrimiento:

$$C = \frac{Xe}{Xa} = \frac{82.09}{127.95} = 0.64$$

		Lluvia en Exceso (mm)	Q (avenida) m ³ /seg
1er intervalo:	4.00%	-	0.000
2° intervalo	4.80%	0.410	0.160
3er intervalo	8.80%	5.520	2.170
4° intervalo	22.2%	22.67	8.910
5° intervalo	37.8%	42.63	16.75
6° intervalo	12.2%	9.870	3.880
7° intervalo	5.70%	1.560	0.610
8° intervalo	4.50%	0.020	0.010
Gasto Pico (avenida)			16.75

Las características del hidrograma unitario triangular se determina mediante las fórmulas siguientes:

$$T_p = 0.5T_c + \frac{\Delta T}{2} \quad \text{Ec. 8.42}$$

$$Q_p = 0.556 \frac{XeA}{nT_p} \quad \text{Ec.8.43}$$

$$T_b = nT_p \quad \text{Ec. 8.44}$$

Cálculo del gasto unitario pico:

$$q_p = \frac{0.556A}{nT_p} = (0.556)(1.96) / 2.77 = 0.39 \text{ m}^3 / \text{seg}. \quad \text{Ec. 8.45}$$

El tiempo de concentración t_c	Tiempo pico $t_p = 0.5t_c + \Delta t/2$	Tiempo base $t_b = 2t_p$
1.77 hrs	1.39 hrs	2.77hrs

El gasto máximo extraordinario aplicando el método del hidrograma triangular unitario es de 16.75 m³/seg

ANÁLISIS DEL ARROYO 2

Con los mismos términos antes explicados, tenemos que

$A_c = 7.79 \text{ Km}^2$.
 $L_c = 16050 \text{ mts.}$
 $S_m = 4.38\%$

El tipo de suelo se determino según la clasificación definida por Bosques naturales espesos N44, 50%, bosques cultivados normal N=60, 20%, pastizales bueno N=61, 30%, correspondiendo un numero de escurrimiento de orden N = 83.25.

$$Xr = x - \frac{Sx}{Sn} \left(Xn - \log_e - \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right) = 350.13mm$$

Se utilizará el dato de la precipitación promedio en la estimación del gasto máximo ordinario con apoyo de un modelo de lluvia-escurrimiento.

MÉTODO RACIONAL BÁSICO

Cálculo del Tiempo de Concentración.

1. Fórmula de Rowe:

$$Tc = \left(\frac{0.86L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} = \left(\frac{0.86L^2}{S} \right)^{0.385} = [0.86(16.05^2)/(4.38\%)]^{0.385} = 4.03 \text{ hrs.}$$

2. Fórmula de Kirpich:

$$Tc = 0.0003245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77} = 0.0003245 \left[(16050) / \left(0.44\%^{1/2} \right) \right]^{0.77} = 4.54 \text{ hrs.}$$

3. Fórmula de Chow:

De acuerdo a esta cuenca se obtiene $Tr = 3.23$ hrs. para cuencas pequeñas.

4. Fórmula del Servicio de Conservación del Suelo en EU (SUS):

$$Tc = \frac{L^{1.15}}{3085\Delta H^{0.38}} = \frac{(16.05)^{1.15}}{3085(95)^{0.38}} = 3.94 \text{ hrs.}$$

Resumen de resultados:



Rowe	Kirpich	Chow	SCS
4.03 hrs	4.54 hrs	3.23 hrs	3.94 hrs

Se elige como $t_c = 4.54$ hrs, el cual es el recomendado

Con el valor de $e = 0.67$, según el intervalo de t , K se determina con la ecuación siguiente:

Precipitación media de la cuenca

$$A_1 = (0.00284)(Ac)^{1/2} = 0.00284(7.79)^{1/2} = 0.00793$$

$$A_2 = (2.7183)^{A_1} = (2.7183)^{0.00793} = 1.0079$$

$$X_{med.cuenca} = A_{máx.puntual} / A_2 = 350.13 / 1.0079 = 347.36 \text{ mm}$$

Con el valor de $e = 0.67$, según el intervalo de t_c K se determina con la ecuación siguiente:

$$K = \frac{(1-e)X_{med.cuenca}}{T^{1-e}} = ((1-0.67) * 347.36) / (24^{(1-0.67)}) = 40.168$$

$$X_a = \frac{KT^{1-e}}{1-e} = (Kt_c^{(1-e)}) / (1-e) = (10.168 * 4.54^{(1-0.67)}) / (1-0.67)$$

$$X_a = 200.781 \text{ mm}$$

$$Y = Y_E T_c = 0.2125 * 4.54 = 0.96 \text{ mm. Adaptamos para esta caso el valor de 0.2125}$$

De igual manera se calcula la pérdida por infiltración Z_i (en mm) con:

K' o $Z = ((1-u) 24) / 24^{(1-u)}$. Para este caso se aplica el valor de 0.94 mm/hora y con distribución exponencial de $u = 0.40$, tenemos:

$$K' = ((1-0.40) * Z) / (24 * Z^{(1-0.40)}) = 1.91 \text{ y } Z_i = (K' t_c^{(1-u)}) / (1-u) = 7.87 \text{ mm}$$

En este caso se adopta $m = 0.08$

$$C_{e_1} = \left(1 - \frac{(Y + Z_i)}{X_a}\right)(1-m) = \left(1 - \frac{0.96 + 7.87}{200.781}\right)(1-0.08) = 0.879$$

La fórmula propuesta es la siguiente:



$$X_e = \frac{10 \left(\frac{X_a}{10} - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\frac{X_a}{10} + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Tomando $X_a = 200.781$ mm y $N = 83.5$

$$X_e = \frac{10 \left(\frac{200.781}{10} - \frac{508}{83.5} + 5.08 \right)^2}{\frac{200.781}{10} + \frac{2032}{83.5} - 20.32} = 150.26 \text{ mm}$$

El coeficiente de escurrimiento es:

$$C_{e_2} = \frac{X_e}{X_a} = \frac{150.26}{200.781} = 0.748$$

El coeficiente de escurrimiento se determina como el promedio obtenido en ambos métodos:

$$C = \frac{(C_{e_1} + C_{e_2})}{2} = \frac{0.879 + 0.748}{2} = 0.813$$

donde el valor $\delta = 150$ según las condiciones de la cuenca

Formulas para calcular el Gasto Máximo Extraordinario:

Donde: $C = 0.81$, $A_c = 7.79$, $X_a = 200.781$ y $T_c = 4.54$

$$Q_{\text{máx}} = \left(\frac{\delta}{7.2} \right) \frac{C A X_c}{T_c}$$

$$Q_{\text{máx}} = \left(\frac{1.50}{7.2} \right) \left(\frac{(0.81 \times 7.79 \times 200.781)}{4.54} \right) = 58.35 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Método Racional de Ven Te Chow

$$Q_p = q_p P_e$$

La precipitación en exceso $P_e = 82.11$ mm

El tiempo de retraso: $t_c = 4.54$ hrs $t_r = 4.54$ hrs

Calculo del tiempo pico (t_p)

$$T_p = t_c^{1/2} + 0.6t_c = 4.54^{1/2} + (0.6)(4.54) = 4.85 \text{ hrs}$$

Duración del escurrimiento directo (d_e)

$$d_e = 2(t_c)^{1/2} = 2(4.54^{1/2}) = 4.26 \text{ hrs}$$

Tiempo base (t_b)

$$t_b = 2.67 t_p = (2.67)(4.85) = 12.96 \text{ hrs}$$

Tiempo de Condensación t_c	Tiempo de retraso t_r (en cuencas pequeñas es igual a t_c)	Tiempo Pico t_p	Tiempo de Duración d_e	Relación d_e/t_r	Factor de Reducción Z
4.54 hrs	4.54 hrs	4.85 hrs	4.26 hrs	0.938	0.65

Fórmula para calcular el gasto pico (q_p)

$$q_p = \frac{2.78 A Z P_e}{d_e}$$

Donde:

$$Z = \frac{q_p d_e}{2.78 A}$$

$P_e = 150.26$ mm, $A_c = 7.796$ km², $Z = 0.83$ y $d_e = 4.26$ hrs

$$q_p = 0.278 [(150.26 \times 7.796 \times 0.64)/4.06] = 49.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Donde:

A = Área de la cuenca en Km²

P_e = Precipitación en exceso.

Z = Factor de reducción igual a la relación del gasto pico del hidrógrafo unitario al gasto de equilibrio.

Método Hidrograma Triangular Unitario

Cálculo del coeficiente de escurrimiento:

$$C = \frac{Xe}{Xa} = \frac{150.26}{200.781} = 0.748$$

		Lluvia en Exceso (mm)	Q (avenida) m ³ /seg
1er intervalo:	4.00%	1.730	1.350
2° intervalo	4.80%	3.340	2.610
3er intervalo	8.80%	11.37	8.880
4° intervalo	22.2%	38.27	29.89
5° intervalo	37.8%	69.60	54.35
6° intervalo	12.2%	18.20	14.21
7° intervalo	5.70%	5.140	4.018
8° intervalo	4.50%	2.740	2.136
Gasto Pico (avenida)			54.35

Las características del hidrograma unitario triangular se determina mediante las fórmulas siguientes:

$$Tp = 0.5Tc + \frac{\Delta T}{2}$$

$$Qp = 0.556 \frac{XeA}{nTp}$$

$$Tb = nTp$$

Cálculo del gasto unitario pico:

$$q_p = \frac{0.556A}{nTp} = (0.556)(7.79) / 2.77 = 0.33 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

El tiempo de concentración tc	Tiempo pico tp = 0.5tc + Δt/2	Tiempo base tb = 2tp
4.54 hrs	4.85 hrs	12.96 hrs

El gasto máximo extraordinario aplicando el método del hidrograma triangular unitario es de 54.35 m³/seg

RESULTADOS OBTENIDOS

	<i>Arrollo 1</i>	<i>Arrollo 2</i>
Racional Basico	Qobntenido 22.52 m³/seg	Qobntenido 58.35 m³/seg
Racional Ven Te Chow	Qobntenido 17.40 m ³ /seg	Qobntenido 49.26 m ³ /seg
Hidrograma Triangular Unitario	Qobntenido 16.75 m ³ /seg	Qobntenido 54.35 m ³ /seg

Se concluye que el Gasto Máximo Extraordinario par la obtención del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) para u periodo de retorno de 100 años, es el obtenido con el método Racional Básico, por ser el mayor valor, debido a que la obra tendrá un mayor grado de seguridad, resultado más conservador usar este valor.

En el anexo 1 se presentan diferentes tablas de las operaciones, resultados y gráficas obtenidas de cada uno de los arroyos.

ANÁLISIS DEL RÍO BOBOS.

La Subgerencia Técnica nos proporciono gastos de aforo de escurrimiento del río en el periodo de 1952 hasta 1999, en este caso la obtención del gasto máximo extraordinario para un periodo de retorno 100 años indicado en las normas vigentes para protección a poblaciones medianas.

Para elegir que método estadístico más conveniente se procedió a calcular con diferentes periodos de retorno 5, 10, 20, 25, 50, 100 y 500 años y se graficaron los resultados, haciendo una comparación se puede observar que el método de Lebediev, es el que más se apega al comportamiento de los registros reales por lo tanto sus resultados son validos para el calculo del gasto máximo extraordinario.

Tr= 100 años	LEBEDIEV
Río Bobos	5101.89

En el anexo 2 se presentan los registros de aforo proporcionados, así como los cálculos efectuados.

De esta forma hemos determinado los gastos de diseño del arroyo 1, 2 y río Bobos, para su aplicación en el funcionamiento hidráulico del río.

MODELO MATEMÁTICO HEC-RAS RIVER ANALISIS SYSTEM¹.

Está basado en los principios básicos de la mecánica del medio continuo que son:

- Conservación de la Materia (Principio de la Continuidad)
- Segunda Ley de Newton (Impulso y cantidad de movimiento)
- Conservación de la Energía.

El método de análisis para describir el comportamiento de un flujo referido a regiones dentro del mismo, está basado en los tres principios anteriores; tiene por nombre Principio de Conservación de la Energía y estudia el flujo con base en el análisis de un volumen de control.

Para describir los siguientes principios empezaremos diciendo que para el principio de la continuidad se aplicará la Ley de la Conservación de la Energía al volumen de control del cauce.

La integración de las ecuaciones de estos métodos consiste en suponer que el movimiento de un líquido se estudiará como una vena líquida limitada, teniendo como características del flujo la velocidad y el gasto, presentándose en los puntos de una sección transversal del cauce.

Cálculos que hace el modelo matemático:

- Secciones transversales con el nivel de diseño, calculado y graficado.
- Perfil del cauce principal con el nivel obtenido
- Tabla de resultados con el número de Froude para determinar los sitios con régimen crítico, en donde la velocidad del agua puede provocar problemas.

Principio de la conservación de la materia

Nos indica que la masa de agua que entra por un volumen especificado dentro del flujo una parte es la que esta dentro y el resto sale del volumen.

Si nos basamos en un tramo de un cauce, encontraremos que por una parte el flujo de la corriente estará delimitado en la parte baja por el terreno y por la parte superior por una superficie libre, en la que las velocidades en cada punto de una sección tendrán un valor medio V , que se considera representativo para toda la sección y en la misma dirección de la línea de la corriente.

Tomando en cuenta que el gasto que circula por un cauce para dos secciones de la línea de corriente en un flujo permanente, se dice que el gasto es igual en cada una de las secciones, por lo tanto se cumple con el principio de conservación de la masa mediante la siguiente fórmula:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad \text{Ec. 8.46}$$

Principio de la conservación de la energía

Energía en la sección de un canal:

¹ Programa desarrollado por la armada del os EE.UU. para medición de corrientes.

Es la energía por kilogramo de agua utilizada para vencer la fuerza de fricción y que se transforma en energía calorífica no aprovechable en el movimiento.

En este principio es fundamental tomar en cuenta las fuerzas que se oponen al movimiento de las partículas, las cuales desarrollan un trabajo mecánico equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas.

Tomando en cuenta el Teorema de Bernoulli tenemos lo siguiente:

Si no hay pérdida de carga entre dos secciones de la circulación de un líquido en régimen permanente, la suma de cargas de altura, de posición, de velocidad y de presión es constante en cualquier sección de líquido.

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{Ec. 8.47}$$

Debido a que existe una distribución de velocidades en la sección de un cauce, y que no es igual al valor medio de la velocidad se tendrá que modificar este valor con el factor de corrección de la energía cinética a determinando así el valor medio de la Velocidad.

Tomando en cuenta que el factor de corrección de la energía cinética y las pérdidas por fricción tenemos:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_1^2}{2g} + \sum_1^2 hf \quad \text{Ec. 8.48}$$

Descripción de la Ecuación:

Z = Medido desde un plano horizontal de referencia se llama Carga de Posición.

$\frac{P}{\gamma}$ = Carga de Presión

$\alpha \frac{V^2}{2g}$ = Gradiente de energía.

$\sum_1^2 hf$ = Perdida de Carga

Analicemos este esquema correspondiente a la ecuación anterior:

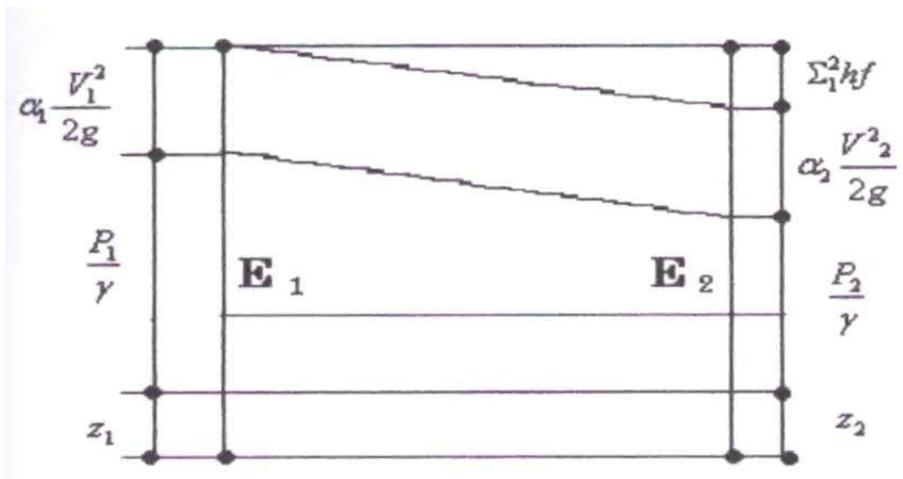


Fig. 8.9 .-Plano de referencia.

Valores de coeficientes:

$$a_1 = 1.25$$

$$a_2 = 0.50$$

La pérdida de carga se calcula con la siguiente fórmula:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \text{ o } \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad \text{Ec. 8.49}$$

Con el esquema anterior podemos citar los siguientes conceptos:

- 1) La línea de energía une los puntos que indican en cada sección de la corriente.
- 2) La línea de cargas piezométricas o gradiente de carga de presión, puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas $Z + \frac{P}{\gamma}$ por arriba del plano de referencia.
- 3) La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía por unidad de peso del líquido fluyente.
- 4) La pérdida de energía es producida por el efecto de fricción entre las partículas del fluido y las paredes del cauce.

Segunda Ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento).

La variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es proporcional a la fuerza que produce dicha variación.

Para nuestro caso podemos decir que, cuando una corriente tiene un movimiento constante y sufre un cambio en su velocidad, ya sea en magnitud o dirección necesita una fuerza para efectuar dicho cambio.

Es importante tomar en cuenta los dos principios anteriores en el que la masa que circula en una sección del cauce es igual a la masa que circula en otra sección del mismo cauce teniendo diferentes velocidades entre ellas y considerando que la fuerza de la gravedad ejerce acción sobre la masa de fluido de un cauce al aplicarle una fuerza inicial provocándole un movimiento podemos decir que:

En cualquier corriente de fluido con movimiento permanente, la cantidad de movimiento que actúa en la corriente entre dos secciones cualesquiera, se puede determinar multiplicando la masa del fluido que pasa por una sección por el cambio de la velocidad que hay entre las secciones.

Teniendo así que la velocidad en una sección del cauce estará en función del impulso que recibió el agua debido a la fuerza aplicada en su inicio.

Alimentación del programa matemático Hec Ras River Analysis System.

Los parámetros necesarios para elaborar un proyecto en el programa matemático Hec-Ras anteriormente descrito son:

Secciones transversales de todo el tramo, las cuales estarán referenciadas a un sistema de coordenadas y un eje creado por el programa, se asignará el coeficiente de rugosidad propuesto por Manning de cada sección en el centro y en las márgenes izquierda y derecha, debido a que este puede variar de un tramo a otro, también se determinará la distancia que existe entre cada una de las secciones en las partes que delimitan el cauce en el hombro izquierdo, derecho y la parte central del mismo, con esta información el programa logrará hacer la modelación geométrica del cauce en estudio con las características antes mencionadas se modelará el cauce en tres dimensiones.

El programa puede trabajar con la modelación de varios afluentes que llegan a un cauce y con el cauce mismo a la vez, haciendo un análisis en conjunto como se muestra:

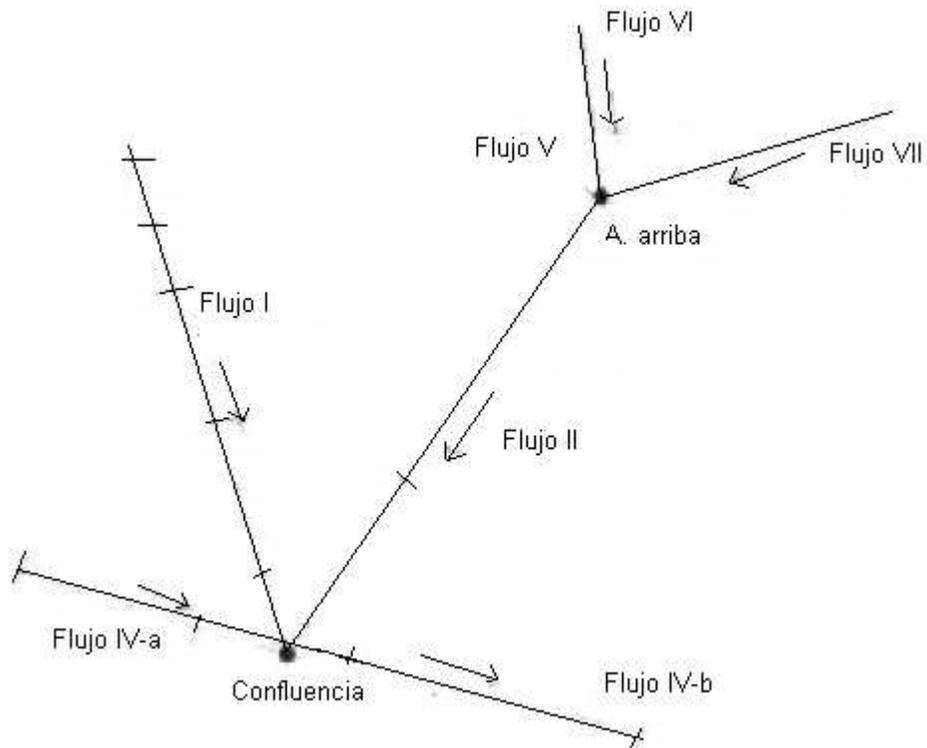


Fig. 8.10 Conjunto modelado por el programa

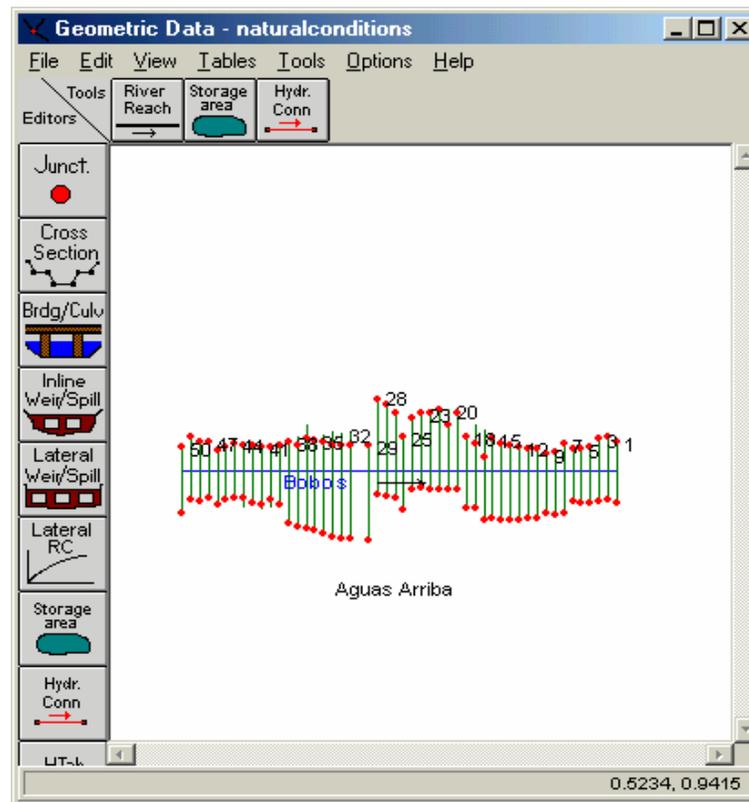


Fig. 8.11 Modelo del Río Bobos en estudio

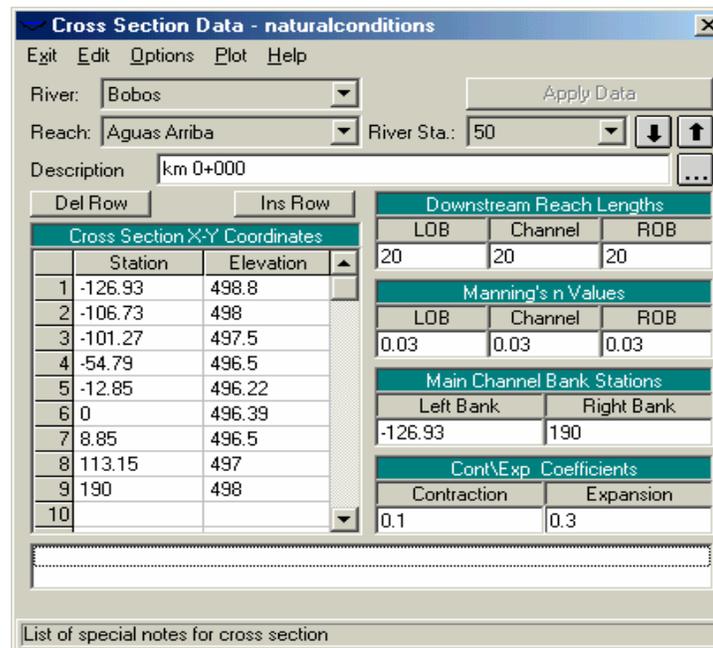


Fig. 8.12 Datos necesarios para realizar la grafica

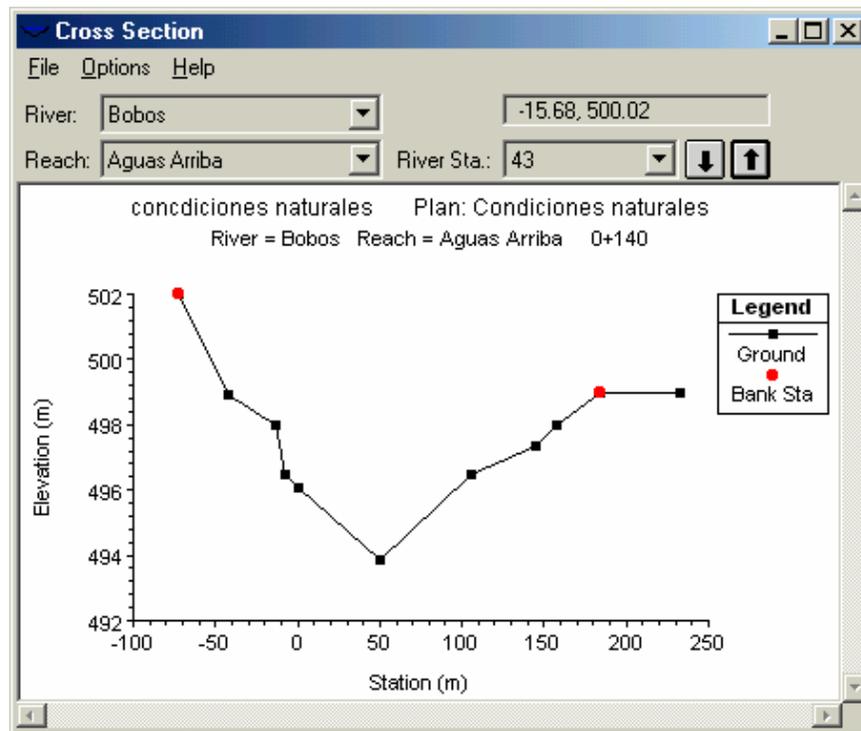


Fig. 8.13 Gráfica de una sección

El gasto de diseño a utilizar es el que se obtuvo del estudio hidrológico que para nuestro caso $Q_{djs} = 5,101 \text{ m}^3/\text{seg.}$, Que corresponde a un tiempo de retorno de 100 años; el programa puede hacer el tránsito de la avenida con diferentes gastos a la vez y determinar así diferentes niveles del espejo del agua.

Otro punto importante en la corrida del modelo es el régimen del flujo que para nuestro caso será régimen subcrítico de acuerdo con lo descrito anteriormente cabe mencionar que si no se conoce el nivel de entrada o salida en la primera o última sección (llamada de control) la condición de frontera (boundary conditions) se deberá especificar como crítica, de esta manera el programa realizará ajustes hasta llegar a mantener un régimen subcrítico, por esta razón las primeras y últimas secciones estarán calculadas con régimen crítico y sus valores no podrán ser aceptados, sino hasta que el régimen sea subcrítico. Por esta razón es importante tener un número considerable de secciones transversales.

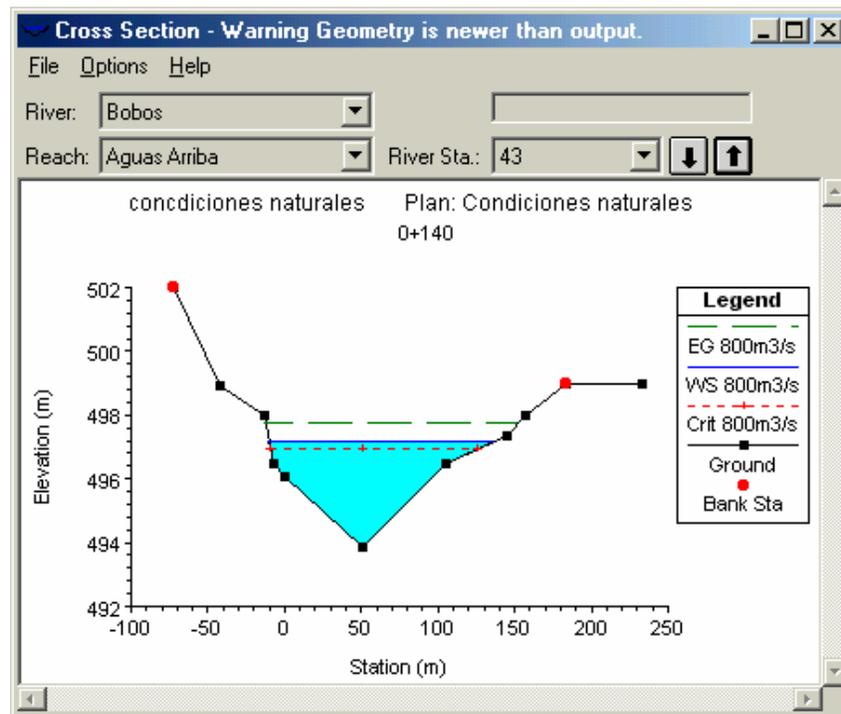


Fig.8.14 Sección de datos de la corrida del modelo

Datos de salida del proyecto:

Uno de los datos más importantes obtenidos de la ejecución del programa es el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) que es el que ocupamos directamente para hacer el proyecto geométrico de la obra de protección.

Otro de los datos que se utilizan directamente en el diseño es la velocidad que tiene la corriente en cada una de las secciones del tramo en estudio que nos permite determinar la socavación que habrá en las estructuras.

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables User Tables Help

HEC-RAS Plan: base40 River: Bobos Reach: Aguas Arriba Profile: 5101m3/s [Reload Data]

Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Aguas Arriba	50	5101.00	496.22	502.17		502.65	0.000670	3.07	1659.58	316.93	0.43
Aguas Arriba	48	5101.00	495.22	501.67		502.57	0.001625	4.20	1214.16	283.45	0.65
Aguas Arriba	46	5101.00	494.22	500.54	500.54	502.38	0.004044	6.00	850.47	232.29	1.00
Aguas Arriba	44	5101.00	494.01	500.19	500.19	502.01	0.004147	5.98	852.57	238.92	1.01
Aguas Arriba	42	5101.00	493.79	499.96	499.96	501.71	0.004188	5.86	870.87	254.95	1.01
Aguas Arriba	40	5101.00	493.58	499.16	499.16	500.84	0.003859	5.84	899.40	264.72	0.98
Aguas Arriba	38	5101.00	493.36	498.93	498.79	500.23	0.003798	5.04	1011.92	343.37	0.94
Aguas Arriba	36	5101.00	493.15	499.27		499.95	0.001505	3.65	1395.82	383.22	0.61
Aguas Arriba	34	5101.00	492.94	499.38		499.84	0.000874	3.01	1693.90	413.90	0.48
Aguas Arriba	32	5101.00	492.75	499.42		499.78	0.000623	2.64	1954.57	502.38	0.40
Aguas Arriba	31	5101.00	492.66	499.36		499.76	0.000755	2.79	1846.49	488.29	0.44
Aguas Arriba	28	5101.00	492.37	499.25		499.70	0.000979	2.98	1725.23	474.41	0.49
Aguas Arriba	26	5101.00	492.18	499.11		499.65	0.001146	3.27	1561.59	410.61	0.53
Aguas Arriba	24	5101.00	491.99	498.84		499.58	0.001538	3.81	1337.31	345.00	0.62
Aguas Arriba	22	5101.00	491.80	498.82		499.50	0.001422	3.66	1395.31	363.00	0.60
Aguas Arriba	20	5101.00	491.61	498.57		499.42	0.001748	4.12	1272.90	382.00	0.66
Aguas Arriba	18	5101.00	491.42	498.32		499.32	0.002539	4.45	1146.90	345.00	0.78
Aguas Arriba	16	5101.00	491.23	497.77	497.77	499.16	0.003719	5.25	995.78	421.46	0.94
Aguas Arriba	14	5101.00	491.00	497.25	497.25	498.62	0.004460	5.19	982.57	359.49	1.00
Aguas Arriba	12	5101.00	490.00	496.68		497.85	0.003085	4.79	1064.16	330.18	0.85
Aguas Arriba	10	5101.00	489.74	496.71		497.68	0.002111	4.37	1168.53	316.52	0.73
Aguas Arriba	8	5101.00	489.45	496.63		497.60	0.001907	4.37	1167.25	291.81	0.70
Aguas Arriba	6	5101.00	489.15	495.54	495.54	497.40	0.004051	6.05	842.76	227.38	1.00
Aguas Arriba	4	5101.00	488.85	495.12	495.12	496.94	0.004034	5.97	853.93	234.85	1.00
Aguas Arriba	2	5101.00	488.56	495.21		496.26	0.002009	4.54	1123.34	275.90	0.72
Aguas Arriba	1	5101.00	488.41	494.28	494.28	496.13	0.003972	6.02	846.76	226.92	1.00

Fig. 8.15 Cálculos hechos por el programa

RESULTADOS OBTENIDOS

Condiciones naturales del río Bobos

A continuación se muestra los resultados proporcionados por el programa después de haber capturado la información topográfica las 50 secciones transversales en coordenadas “X” y “Y” del río Bobos en condiciones naturales, y considerando los siguientes parámetros: un coeficiente de rugosidad de 0.03 (valor obtenido de la labia de coeficientes de Manning para una “n” en canal de tierra, con curvas y en régimen lento con poca vegetación) y un coeficiente de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 y gastos de: 800, 1000, 1500, 2000, 2500; para todas las secciones.

El programa requirió que se nombrara a cada sección transversal por lo que a continuación se describe la nomenclatura utilizada:

Nombre de las secciones transversales del río Bobos según el programa Hec-Ras.

CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE
0+000.00	50	0+100.00	45	0+200.00	40	0+300.00	35
0+020.00	49	0+120.00	44	0+220.00	39	0+320.00	34
0+040.00	48	0+140.00	43	0+240.00	38	0+340.00	33
0+060.00	47	0+160.00	42	0+260.00	37	0+360.00	32
0+080.00	46	0+180.00	41	0+280.00	36	0+380.00	31

CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE
0+400.00	30	0+500.00	25	0+600.00	20	0+700.00	15
0+420.00	29	0+520.00	24	0+620.00	19	0+720.00	14
0+440.00	28	0+540.00	23	0+640.00	18	0+740.00	13
0+460.00	27	0+560.00	22	0+660.00	17	0+760.00	12
0+480.00	26	0+580.00	21	0+680.00	16	0+780.00	11

CADENAMIENTO	NOMBRE	CADENAMIENTO	NOMBRE
0+800.00	10	0+900.00	05
0+820.00	09	0+920.00	04
0+840.00	08	0+940.00	03
0+860.00	07	0+960.00	02
0+880.00	06	0+980.00	01

Tabla 8.5 Secciones del Río Bobos

Río Bobos, Condiciones Naturales, Gasto de Diseño 5101 m³/seg.

CAD.	EST	COTA FONDO	COTA NAME	TIRANTE	VEL TOTAL	RADIO HIDRAU.	PERIMETRO MOJADO	AREA HIDRAU.	ESPEJO AGUA	No. DE FROUDE
		m	m	m	m/seg	m	m	m ²	m	
0+000.00	50	496.22	502.33	6.11	3.03	5.19	324.85	1684.93	316.93	0.42
0+020.00	49	496.18	502.17	5.99	3.43	4.81	309.43	1489.27	303.03	0.49
0+040.00	48	495.60	501.79	6.19	4.26	4.16	288.33	1198.58	283.45	0.66
0+060.00	47	494.62	501.14	6.52	5.38	3.64	260.47	948.56	257.87	0.90
0+080.00	46	494.18	501.13	6.95	5.25	3.96	245.50	971.45	242.56	0.84
0+100.00	45	494.08	501.15	7.07	5.03	4.07	248.79	1013.29	246.24	0.79
0+120.00	44	493.94	501.08	7.14	5.07	4.05	248.65	1006.08	246.04	0.80
0+140.00	43	493.88	501.32	7.44	4.12	4.10	301.69	1237.48	298.89	0.64
0+160.00	42	493.86	500.35	6.49	5.83	3.37	259.98	874.92	258.76	1.01
0+180.00	41	493.79	499.96	6.17	5.24	3.44	283.32	973.98	280.86	0.90
0+200.00	40	493.74	500.05	6.31	4.83	3.79	278.19	1055.13	274.60	0.79
0+240.00	38	493.50	499.85	6.35	3.96	3.62	356.04	1288.50	352.78	0.66
0+260.00	37	493.50	499.95	6.45	3.45	3.84	384.66	1476.95	381.31	0.56
0+280.00	36	493.50	500.00	6.50	3.14	4.09	396.21	1622.41	392.83	0.49
0+300.00	35	493.00	500.02	7.02	2.97	3.90	440.14	1714.88	436.37	0.48
0+320.00	34	493.00	500.07	7.07	2.63	4.39	441.92	1939.00	438.39	0.40
0+340.00	33	493.00	500.11	7.11	2.29	4.35	511.68	2225.17	506.74	0.34
0+360.00	32	493.00	500.11	7.11	2.28	4.39	508.28	2232.39	502.38	0.34
0+380.00	31	493.00	500.10	7.10	2.29	4.38	508.26	2227.45	502.38	0.34
0+420.00	29	493.50	499.97	6.48	2.68	4.09	465.53	1905.59	459.13	0.42
0+440.00	28	494.00	499.91	5.91	2.80	3.79	480.88	1822.01	474.41	0.46
0+460.00	27	494.00	499.83	5.83	3.03	3.78	445.66	1682.44	440.16	0.50
0+480.00	26	494.00	499.75	5.75	3.20	3.82	416.65	1592.97	410.61	0.52
0+500.00	25	494.00	499.48	5.48	3.81	3.70	362.47	1340.02	356.00	0.63
0+520.00	24	493.50	499.46	5.96	3.76	3.87	351.31	1358.25	345.00	0.60
0+540.00	23	493.50	499.41	5.91	3.80	3.72	360.91	1341.55	355.00	0.62
0+560.00	22	493.50	499.40	5.90	3.75	3.69	368.89	1359.94	363.00	0.62
0+580.00	21	493.00	499.32	6.32	3.84	3.44	385.28	1327.14	380.00	0.66
0+600.00	20	493.00	499.21	6.21	3.91	3.36	387.70	1303.25	382.00	0.66
0+620.00	19	493.00	499.03	6.03	4.27	3.01	397.77	1195.99	393.00	0.77
0+640.00	18	493.00	498.69	5.69	4.85	3.01	349.62	1052.83	345.00	0.89
0+680.00	16	491.50	498.12	6.62	4.84	2.39	440.66	1053.46	436.00	0.90
0+700.00	15	491.00	498.10	7.10	3.93	3.36	386.98	1298.40	383.00	0.68
0+720.00	14	491.00	497.40	6.40	5.19	2.69	365.65	982.41	362.23	1.01
0+740.00	13	490.50	497.13	6.63	5.27	2.74	353.98	968.51	350.00	1.01
0+760.00	12	490.00	496.84	6.84	4.79	3.17	336.58	1065.64	333.61	0.85
0+780.00	11	490.00	496.97	6.97	4.22	3.67	329.13	1208.17	326.23	0.70
0+800.00	10	490.00	496.93	6.93	4.22	3.73	324.14	1207.62	322.12	0.70
0+820.00	9	489.50	496.82	7.32	4.37	4.13	283.08	1168.27	280.64	0.68
0+840.00	8	489.50	496.82	7.32	4.24	4.06	296.99	1204.34	294.48	0.67
0+860.00	7	489.50	496.82	7.32	4.14	3.81	322.96	1231.33	320.41	0.67
0+900.00	5	489.00	495.68	6.68	5.96	3.57	239.96	856.02	237.85	1.00
0+920.00	4	489.00	495.27	6.27	5.99	3.57	238.66	852.16	237.58	1.01
0+940.00	3	489.00	495.12	6.12	5.45	3.50	267.96	936.82	266.48	0.93
0+960.00	2	489.00	495.38	6.38	4.53	4.02	280.07	1126.43	277.69	0.72
0+980.00	1	488.41	494.65	6.24	5.70	3.27	273.89	894.79	271.29	1.00

Tabla 8.6 Gasto de diseño
Río Bobos, Condiciones Naturales, Gasto Formativo 800 m³/seg.

CAD.	EST	COTA FONDO	COTA NAME	TIRANTE	VEL TOTAL	RADIO HIDRAU.	PERIMETRO MOJADO	AREA HIDRAU	ESPEJO AGUA	No. DE FROUDE
		m	m	m	m/seg	m	m	m ²	m	
0+000.00	50	496.22	498.72	2.50	1.48	1.72	315.77	542.18	314.99	0.36
0+020.00	49	496.18	498.62	2.44	1.91	1.50	278.53	418.95	278.47	0.50
0+040.00	48	495.60	497.92	2.32	3.91	1.53	133.66	204.61	133.41	1.01
0+060.00	47	494.62	497.45	2.83	4.01	1.63	122.08	199.37	121.76	1.00
0+080.00	46	494.18	497.59	3.41	2.79	2.28	126.09	287.25	125.40	0.59
0+100.00	45	494.08	497.38	3.30	3.28	1.87	130.27	244.03	130.04	0.76
0+120.00	44	493.94	497.23	3.29	3.48	1.66	138.63	230.07	138.39	0.86
0+140.00	43	493.88	497.19	3.31	3.32	1.63	147.35	240.62	147.14	0.83
0+160.00	42	493.86	496.99	3.13	3.66	1.70	128.53	218.59	128.35	0.90
0+180.00	41	493.79	497.12	3.33	2.79	1.77	162.24	287.00	162.01	0.67
0+200.00	40	493.74	497.08	3.34	2.77	1.26	229.06	288.74	228.56	0.74
0+240.00	38	493.50	497.06	3.56	2.27	1.10	319.89	352.50	319.56	0.69
0+260.00	37	493.50	497.10	3.60	1.73	1.37	338.14	461.83	337.77	0.47
0+280.00	36	493.50	497.10	3.61	1.46	1.54	353.81	546.55	353.46	0.38
0+300.00	35	493.00	497.10	4.10	1.39	1.53	374.43	573.51	373.94	0.36
0+320.00	34	493.00	497.11	4.11	1.08	1.90	391.89	743.64	391.53	0.25
0+340.00	33	493.00	497.11	4.11	0.95	2.03	414.84	840.67	414.33	0.21
0+360.00	32	493.00	497.10	4.10	0.95	1.95	431.76	842.71	431.27	0.22
0+380.00	31	493.00	497.10	4.10	0.95	1.95	431.75	840.56	431.25	0.22
0+420.00	29	493.50	497.01	3.51	1.45	1.29	428.71	551.68	427.75	0.41
0+440.00	28	494.00	496.90	2.90	1.88	1.12	378.86	426.21	378.27	0.56
0+460.00	27	494.00	496.75	2.75	2.29	0.94	372.26	348.87	371.94	0.76
0+480.00	26	494.00	496.74	2.74	2.02	1.23	322.02	395.16	321.50	0.58
0+500.00	25	494.00	496.70	2.70	2.06	1.40	276.36	387.63	275.19	0.56
0+520.00	24	493.50	496.68	3.18	1.96	1.40	291.24	408.85	290.20	0.53
0+540.00	23	493.50	496.57	3.07	2.25	1.22	291.94	355.98	290.82	0.65
0+560.00	22	493.50	496.45	2.95	2.50	1.17	272.40	320.01	271.41	0.73
0+580.00	21	493.00	496.34	3.34	2.67	1.23	244.49	299.78	243.62	0.77
0+600.00	20	493.00	496.34	3.34	2.32	1.40	246.16	344.75	244.97	0.62
0+620.00	19	493.00	495.90	2.90	3.47	1.22	189.40	230.59	188.90	1.00
0+640.00	18	493.00	496.00	3.00	2.56	1.51	206.84	312.51	205.94	0.66
0+680.00	16	491.50	494.71	3.21	4.02	1.60	124.12	199.07	122.93	1.01
0+700.00	15	491.00	494.06	3.06	4.26	1.81	103.96	187.67	103.03	1.01
0+720.00	14	491.00	493.86	2.86	4.40	1.91	95.44	181.83	94.45	1.01
0+740.00	13	490.50	493.76	3.26	4.38	1.92	95.13	182.64	93.91	1.00
0+760.00	12	490.00	492.96	2.96	3.68	1.96	110.92	217.57	109.95	0.83
0+780.00	11	490.00	493.09	3.09	2.87	2.07	134.65	278.33	133.16	0.63
0+800.00	10	490.00	492.65	2.65	3.89	1.51	136.18	205.57	135.61	1.01
0+820.00	9	489.50	492.32	2.82	3.95	1.56	129.64	202.42	129.03	1.01
0+840.00	8	489.50	492.37	2.87	3.42	1.67	139.91	233.73	139.23	0.84
0+860.00	7	489.50	492.13	2.63	3.80	1.46	144.45	210.68	143.68	1.00
0+900.00	5	489.00	491.81	2.81	3.96	1.54	130.98	201.88	130.22	1.02
0+920.00	4	489.00	491.45	2.45	3.96	1.56	129.13	202.04	128.71	1.01
0+940.00	3	489.00	491.24	2.24	3.95	1.55	130.43	202.67	129.63	1.01
0+960.00	2	489.00	491.17	2.17	3.16	1.58	160.06	253.51	159.52	0.80
0+980.00	1	488.41	490.81	2.40	3.87	1.48	139.89	206.84	139.26	1.01

Tabla 8.7 Gasto formativo

Del análisis de los resultados proporcionados por el programa, la capacidad del río en condiciones naturales es de $800 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que corresponde a un periodo de retorno de 1.4 años.

Se puede observar el perfil del gasto de $800 \text{ m}^3/\text{seg.}$ en el plano del proyecto final.

Analizando el perfil del fondo del río Bobos se puede observar que del km 0+300 al 0+720 existe en el fondo una gran cantidad de azolve, además de una bifurcación del río por una islote desde el km 0+200 al 0+940 que reduce significativamente la capacidad hidráulica del cauce.

Se propone una platilla de 40 m. desde el km 0+000 al 0+980. y pendientes que a continuación se detallan:

Del cadenamiento al cadenamiento		Pendiente Rectificada
0+ 000.00	0+080.00	0.02500000
0+080.00	0+200.00	0.00536364
0+200.00	0+300.00	0.00476190
0+720.00	0+760.00	0.02500000
0+760.00	0+980.00	0.00741364

Coefficiente “n” de Manning de 0.03 y coeficientes de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 respectivamente, a régimen mixto y un gasto de 5,101 m³/seg, asociado a un periodo de retorno de 100 años. A continuación se muestran los resultados obtenidos:

Río Bobos, Plantilla 40 m. Gasto = 5,101 m³/seg.

EST.	CAD.	COTA FONDO	COTA NAME	TIRANTE	VEL TOTAL	RADIO HIDRAU.	PERIMETRO MOJADO	AREA HIDRAU.	ESPEJO AGUA	No. DE FROUDE
		m	m	m	m/seg	M	m	m ²	m	
50	0+000.00	496.22	502.17	5.95	3.07	5.11	324.53	1659.58	316.93	0.43
48	0+040.00	495.22	501.67	6.45	4.20	4.21	288.69	1214.16	283.45	0.65
46	0+080.00	494.22	500.54	6.32	6.00	3.62	234.90	850.47	232.29	1.00
44	0+120.00	494.01	500.19	6.18	5.98	3.54	240.86	852.57	238.92	1.01
42	0+160.00	493.79	499.96	6.17	5.86	3.40	255.88	870.87	254.95	1.01
40	0+200.00	493.58	499.16	5.58	5.67	3.36	267.49	899.40	264.72	0.98
38	0+240.00	493.36	498.93	5.57	5.04	2.92	346.07	1011.92	343.37	0.94
36	0+280.00	493.15	499.27	6.12	3.65	3.61	386.23	1395.82	383.22	0.61
34	0+320.00	492.94	499.38	6.44	3.01	4.06	417.00	1693.90	413.90	0.48
32	0+360.00	492.75	499.42	6.67	2.61	3.85	507.86	1954.57	502.38	0.40
31	0+380.00	492.66	499.36	6.70	2.76	3.74	493.95	1846.49	488.29	0.44
28	0+440.00	492.37	499.25	6.88	2.96	3.58	481.65	1725.23	474.41	0.49
26	0+480.00	492.18	499.11	6.93	3.27	3.75	416.83	1561.59	410.61	0.53
24	0+520.00	491.99	498.84	6.85	3.81	3.79	352.74	1337.31	345.00	0.62
22	0+560.00	491.80	498.82	7.02	3.66	3.77	369.86	1395.31	363.00	0.60
20	0+600.00	491.61	498.57	6.96	4.01	3.28	387.74	1272.80	382.00	0.66
18	0+640.00	491.42	498.32	6.90	4.45	3.28	349.84	1146.90	345.00	0.78
16	0+680.00	491.23	497.77	6.54	5.12	2.34	426.34	995.78	421.46	0.94
14	0+720.00	491.00	497.25	6.25	5.19	2.71	362.67	982.57	359.49	1.00
12	0+760.00	490.00	496.68	6.68	4.79	3.17	335.79	1064.16	330.18	0.85
10	0+800.00	489.74	496.71	6.97	4.37	3.66	319.16	1168.53	316.52	0.73
8	0+840.00	489.45	496.63	7.18	4.37	3.96	294.92	1167.25	291.81	0.70
6	0+880.00	489.15	495.54	6.39	6.05	3.67	229.90	842.76	227.38	1.00
4	0+920.00	488.85	495.12	6.27	5.97	3.61	236.86	853.93	234.85	1.00
2	0+960.00	488.56	495.21	6.65	4.54	4.03	278.67	1123.34	275.90	0.72
1	0+980.00	488.41	494.28	5.87	6.02	3.69	229.23	846.76	226.92	1.00

Tabla 8.8 Plantilla de gasto de diseño

Como se puede observar en el perfil del plano del proyecto final; los tirantes sobrepasan la margen izquierda del km 0+320 al 0+640 por lo que se propone un bordo cerrando la depresión topográfica que en este tramo presenta el río, evitando así que se inunde la zona urbana.

Así pues la cantidad por excavar producto del desazolve del fondo del cauce sería utilizada en la formación de los bordos de protección reduciendo el costo y haciendo más factible su construcción.

Las velocidades resultan por arriba de los 2 m³/seg. Lo que podría erosionar el bordo por lo que se recomienda su revestimiento con enrocamiento o geo-malla sintética inyectada con mortero.

ANEXO I

INUNDACIONES

La temporada de huracanes en el Atlántico de 2005 comenzó oficialmente el 1 de junio de 2005 y duró oficialmente hasta el 30 de noviembre de 2005. Batió numerosos registros históricos al producirse más tormentas tropicales que cualquier otro año del que se tienen registros (27), más huracanes (14), más huracanes categoría 5 en la escala Saffir-Simpson (3; ninguna otra temporada había registrado más de dos huracanes de esa fuerza) y la presión más baja registrada para un huracán con 882 hPa en el centro del huracán Wilma. Además, no sólo agotó la lista de nombres (algo que ya se había producido en tres ocasiones en el Pacífico) sino que estrenó el alfabeto griego para nombrar hasta seis tormentas, de las cuales dos (Beta y Épsilon) adquirieron la categoría de huracán.

El impacto de esta temporada fue desastroso; con más de 100 mil millones de dólares en daños materiales (un récord) y cobrando la vida de más de 1777 personas. México fue azotado tres veces por huracanes de mayor intensidad (de categoría 3 en adelante en la escala Saffir-Simpson), y los estados de la unión americana de Florida y Louisiana fueron azotados dos veces cada uno por este tipo de huracanes. Los efectos más catastróficos de esta temporada se sintieron en Nueva Orleans, Louisiana donde el huracán Katrina destruyó los diques que protegían a la ciudad, causó más de 75 mil millones de dólares en pérdidas materiales y cobró más de 1300 víctimas. Pero Katrina no fue el único huracán catastrófico de la temporada, porque también Rita y Wilma trajeron mucho daño a Florida, Texas, Louisiana y México

Predicciones

Tanto el equipo del doctor William M. Gray de la Universidad de Colorado como la Administración Atmosférica y Oceánica de los Estados Unidos hicieron predicciones sobre la actividad ciclónica de la temporada antes y durante ésta.

Predicciones antes de la temporada

El 3 de diciembre de 2004, el equipo del doctor Gray publicó su primera predicción sobre la temporada de huracanes de 2005. En ésta se decía que la actividad de la temporada estaría ligeramente arriba promedio (11 tormentas, 6 huracanes y tres huracanes de categoría mayor). Además, el equipo predijo una gran posibilidad de que un huracán azotaría la costa oriental de los Estados Unidos y Florida. Pero, según las predicciones, no sería más activa que la del año anterior.

El primero de abril, el equipo del doctor Gray actualizó su predicción de diciembre; esta vez mencionando que la temporada tendría 13 tormentas, 7 huracanes y tres huracanes de categoría mayor. La probabilidad de que un huracán azotara a los Estados Unidos subió ligeramente.

Nombres de las tormentas

- Arlene
- Bret
- Cindy
- Dennis
- Emily
- Franklin
- Gert
- Harvey
- Irene
- Jose
- Katrina
- Lee
- Maria
- Nate
- Ophelia
- Philippe
- Rita
- Stan
- Tammy
- Vince
- Wilma
- Alpha
- Beta
- Gamma
- Delta
- Epsilon
- Zeta

Huracán Otis provoca inundaciones en México

Vigilado. Aunque de momento se ha debilitado a categoría 1, en las próximas 24 horas el ciclón podría cobrar fuerza, según el Centro Nacional de Huracanes de Miami.

Publicada 2 de octubre 2005, El Diario de Hoy.

El Diario de Hoy

internacionales@elsalvador.com

Más de mil personas evacuaron ayer sus viviendas en áreas bajas e intensas lluvias causaron inundaciones en las principales calles Cabo San Lucas, al fortalecerse el huracán Otis en las aguas del Océano Pacífico.

Con vientos sostenidos de 169 kph, Otis avanzaba lentamente hacia el noroeste, alejándose del Cabo San Lucas y de la aledaña ciudad turística de Los Cabos, dijo el Centro Nacional de Huracanes en Miami.

El huracán se debilitó a categoría 1 mientras se dirigía hacia la península de Baja California, en las costas del Pacífico mexicano, y se esperaba que tocara tierra mañana.

El ciclón se ubicaba a 225 km al oeste-suroeste del balneario de Los Cabos. Luego viró ligeramente su trayectoria, pero el centro del huracán podría dirigirse hacia el norte y tomar más fuerza en las próximas 24 horas.



Foto 6.3. Desalojados. Los habitantes de los sectores más bajos tuvieron que abandonar sus viviendas debido a las anegaciones. Fotos EDH/ AP.

El alcalde Luis Armando Díaz dirigió las evacuaciones voluntarias de familias que viven en los barrios pobres de la ciudad.

Unas 130 personas, muchas de ellas trabajadoras de la industria del turismo, acudieron a un colegio y más de una decena de refugios fueron abiertos para los evacuados.

México declaró el estado de emergencia para ayudar a sobrellevar las lluvias en cinco comunidades, incluyendo Cabo San Lucas, Los Cabos y Loreto.

Las autoridades emitieron una advertencia de huracán para la mayor parte de la costa del Pacífico de la península, desde Agua Blanca hacia San Andresito, al norte; y un aviso de tormenta tropical más al norte.

Los pronósticos extendidos, no obstante, mostraban que la tormenta se debilitaba al atravesar la

península y llevaba lluvias a partes del oeste de Texas y el sur de Arizona, en Estados Unidos, a comienzos de la próxima.



Foto 6.4. Seguridad. Los afectados fueron trasladados a refugios. Fotos EDH/ AP.

Las fuertes lluvias asociadas con el huracán / tormenta tropical Stan ya casi han cesado y los niveles de agua están bajando en los ríos desbordados y las zonas afectadas. Esto ha permitido la llegada de ayuda humanitaria a las áreas que habían estado aisladas por los derrumbes. Aunque muchos albergados han regresado a sus hogares, aún queda un número significativo, sobre todo en El Salvador, donde mucha gente tuvo que ser evacuada de improviso por la erupción del volcán Ilimatepec.

En los países se están realizando evaluaciones de necesidades para usar los fondos que han sido donados. Hasta el momento no han habido informes de brotes de enfermedades transmisibles, aunque las condiciones están dadas debido a la contaminación del agua, por lo que la situación está siendo vigilada.

Daños en la localidad de Xelajú Damages in Xelaju.

La tormenta tropical Stan llegó a tierra en el estado de Veracruz en México y causó graves inundaciones y deslizamientos. Aunque han habido daños graves y pérdida de infraestructura, la pérdida de vidas fue reducida gracias a la evacuación realizada antes del evento. Se han reportado ocho muertes. En Chiapas, el estado más afectado, 6000 casas sufrieron daños y hay 13,645 personas en albergues temporales. En el estado de Veracruz, 122 centros de salud fueron dañados por la tormenta. No hay información disponible sobre daños al sector de la salud en Chiapas.

La oficina de país de la OPS está monitoreando la situación y ha ofrecido su apoyo al gobierno mexicano.

MEXICO: Vigilancia sanitaria y epidemiológica, básica para prevenir enfermedades en zonas afectadas

13 de octubre de 2005

Personal especializado y brigadas de salud federal recorren las comunidades para llevar a cabo acciones de vigilancia epidemiológica sanitaria, atención médica y psicológica.

Debido a la situación que prevalece por los remanentes de las intensas lluvias en los estados

mexicanos de Chiapas, Veracruz, Oaxaca, Puebla, Guerrero e Hidalgo, se mantiene la alerta sanitaria y se llevan a cabo acciones de vigilancia del agua para garantizar que sea apta para consumo humano, distribución de medicamentos y sobres de Vida Suero Oral. No se han reportado brotes ni epidemias.

Ante la situación que prevalece, en estas entidades se refuerzan las estrategias en los puntos de vacunación y albergues para la aplicación de la vacuna contra la influenza en niños y adultos mayores.

1. Las autoridades de salud continúan con el operativo permanente, en el que se intensifican las actividades de vigilancia epidemiológica activa. De esta forma, se realiza un monitoreo de la calidad del agua y los alimentos, se aplica la vacuna del tétanos para proteger a la población por la presencia de lodos y polvo, además de brindar atención psicológica.
2. En un proceso de reorganización inmediato ante la condición que predomina en los estados afectados, el Sector Salud informa que están laborando más de 16 mil 42 trabajadores de salud de las entidades federativas y se ha sumado personal calificado en la atención de desastres naturales que conforman 251 brigadas especializadas.
3. Hasta el día de hoy continúan activos 268 refugios temporales en las zonas de seguridad para proteger a la población con 75 mil 610 personas albergadas. En cada uno de ellos está instalado un módulo de atención médica gratuita y permanente.
4. Las brigadas de salud han visitado 27 mil 280 viviendas para proteger a más de 64 mil 486 mil personas en riesgo. También se distribuyeron 19 mil 702 sobres de Vida Suero Oral y 25 mil 810 frascos de plata coloidal.
5. Se han otorgado 34 mil 280 consultas, del total de éstas nueve mil 596 corresponden a infecciones respiratorias agudas y seis mil 353 a dermatosis. El resto son enfermedades diarreicas agudas, conjuntivitis, traumatismos, enfermedad febril y otras.
6. Se refuerza la aplicación de toxoide tetánico a población debido al contacto con lodos y polvo y la distribución de pomada antimicótico para el tratamiento de los problemas en la piel.
7. En vigilancia sanitaria se han rehabilitado dos mil pozos y dos mil 190 determinaciones de cloro residual, aunado a esto se continúan el saneamiento de albergues, cubrimiento de focos infecciosos con cal, análisis de alimentos y muestras ambientales.
8. Para el control de vectores se han trabajado 65 localidades, en ellas se han revisado más de 148 mil recipientes que almacenan agua y 74 mil 76 han sido tratados para evitar la proliferación de larvas del mosquito transmisor del dengue. Al mismo tiempo se realizan actividades de nebulización y fumigación en las áreas identificadas como prioritarias.

En este sentido la Secretaría de Salud mantiene vigilancia epidemiológica permanente y de forma preventiva en coordinación con todos los Servicios Estatales de Salud de todo el país ante la continuidad de las precipitaciones pluviales.

Asimismo, reitera la importancia de que la población ubicada en las regiones afectadas atienda las recomendaciones siguientes:

- Consumir agua embotellada, hervida o desinfectada con cloro o plata coloidal.
- Lavarse las manos antes de comer y después de ir al baño.

- Consumir alimentos bien cocidos o fritos y, en el caso de las frutas y verduras, que estén bien lavadas y desinfectadas.
- Evitar el consumo de alimentos perecederos.
- Preferir alimentos enlatados o envasados.
- Lavarse con agua y jabón las áreas del cuerpo que hayan tenido contacto con el lodo o polvo.



Informe de Situación No. 3
Sistema de las Naciones Unidas en México

FECHA/HORA

México D.F., 15:20hrs. (Hora Local)/ 20:20hrs (GMT), 10 de octubre de 2005

SITUACION

Se transcribe la parte pertinente del informe más reciente de la Secretaría de Gobernación (segob)

Boletín N° 256/05.

México, D.F., 09 de octubre de 2005.

EL CENTRO DE MANDO COORDINADO INFORMA DE LAS ACCIONES DEL GOBIERNO FEDERAL EN LOS ESTADOS AFECTADOS POR EL HURACÁN STAN

El Centro de Mando Coordinado instalado en la Secretaría de Gobernación para organizar el operativo del Gobierno Federal encaminado a la atención de la población afectada por el paso del huracán *Stan*, así como las acciones de recuperación de las condiciones de vida de los habitantes de las zonas siniestradas, informa:

1.- A efecto de prevenir el riesgo de enfermedades y contagios derivados de la contingencia, la Secretaría de Salud puso en marcha la III Semana Nacional de Vacunación en las entidades afectadas, con prioridad a la prevención de hepatitis tipo A, así como de tétanos.

Asimismo, entregó 27 toneladas de medicamentos y 14 mil sobres de vida suero oral para atender a personas evacuadas e instaladas en los refugios temporales.

Para garantizar la salud de la población, tanto en los refugios temporales como de aquellas que permanecieron en sus domicilios, la Secretaría de Salud dispuso de 39 mil 516 personas, entre personal médico, paramédicos y de enfermería, que han realizado más de 14 mil acciones de vigilancia epidemiológica.

2.- En tanto, la Secretaría de Marina dispuso, además del puente aéreo establecido en Chiapas, de 3 helicópteros para facilitar las acciones de auxilio en el caso del estado de Veracruz.

Por su parte, la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad operan 9 helicópteros adicionales en el estado de Chiapas, enfocados al restablecimiento de los servicios respectivos, con prioridad en el suministro de víveres en las zonas de difícil acceso.

De esta manera, el Gobierno Federal ha ubicado hasta el momento en las dos entidades una flota de 44 helicópteros para beneficio de la población.

En el caso de Oaxaca se puso hoy a disposición de las autoridades del estado una avioneta Cessna de la Procuraduría General de la República (PGR) y el martes estarán a disposición dos helicópteros, uno de la PGR y otro de la Policía Federal Preventiva.

3.- La Secretaría de Marina instrumentó un puente marítimo con los buques Usumacinta, Zapoteco y Manzanillo, los cuales operarán en lo sucesivo entre el puerto de Salina Cruz, Oaxaca y Puerto Madero, Chiapas.

El buque Zapoteco zarpará hoy por la noche con destino a Chiapas para entregar 225 toneladas

de víveres y agua potable aportados hasta el momento por la población, entre las que se incluyen 24 toneladas de medicamentos donadas por la República de Cuba.

	Chiapas	Oaxaca	Veracruz	Puebla	Hidalgo	Total
Declaratorias de Emergencia	3	3	4	3	1	14
Municipios en emergencia	41	144	186	114	14	499
Comunidades afectadas	495	200	2,000	109	144	2,948
Población afectada	99,571	500,000	1,280,000	45,000	30,000	1,954,571
Población evacuada	50,469	80,000	200,000	38,500	1,100	370,069
Población albergada	63,425	15,000	200,000	6,500	200	285,125
Refugios temporales en operación	300	300	430	150	1	1,181
Decesos confirmados por la Secretaría de Salud	8	4	0	3	0	15
Viviendas afectadas	8,537	20,000	134,979	8,835	800	173,151
Ríos y arroyos desbordados	74	3	30			107
Líneas telefónicas afectadas	20,622					20,622
Escuelas dañadas	337					337
Alumnos	87,000					87,000
Puentes peatonales y vehiculares afectados	86	30	30			146
Caminos dañados	203	125	125			453
Servicios de la red eléctrica dañados	126,800	12,000	183,000	26,500		348,300
Daños en red agua potable (servicios)			208,000			208,000
Unidades médicas fuera de Servicio o con función parcial	34	20	35	91		180
Zonas con mayor afectación	Soconusco-Costa, Sierra, Frailesca, Serrana y Jaltenango	Regiones Itsmo, Sierra Norte, Costa, Cañada y Valles Centrales	Centro y sur del Estado	Sierra norte y oriente de Puebla	Oriente del estado	

Tabla 6.4 Daños de inundaciones

Sistema de las Naciones Unidas en México

FECHA/HORA

- México D.F., 12:40 p.m. (hora Local)/5:40 (GMT), 8 de octubre de 2005

SITUACIÓN

- Se transcribe la parte pertinente del informe más reciente de la Dirección de Protección Civil.

SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN (SEGOB)

7 de Octubre de 2005

DIRECCIÓN GENERAL DE PROTECCIÓN CIVIL (DGPC)

Informe del monitoreo a las Unidades Estatales de Protección Civil:

Chiapas

- A las 23 horas del 6 de octubre se celebró una sesión del Comité Especial de Protección Civil (CEPC) en Chiapas con la presencia del Gobernador del Estado, instituciones municipales, estatales y federales.
- Se estima que hay 36 mil personas en Refugios Temporales. Comienzan a llegar suministros de emergencia de otros estados, de la Iniciativa Privada y de instancias federales. Se prepara una ampliación de Declaratoria de Emergencia para llegar a 40 municipios.
- La única forma de comunicarse con los municipios afectados es vía aérea; mañana se contara con un total de 8 helicópteros.
- La región de la montaña carece de energía eléctrica; los demás municipios tienen energía eléctrica de manera parcial. Esta dañada la fibra óptica lo que provoca afectaciones al sistema financiero, internet y a la telefonía convencional (esta última se canaliza vía microondas), la telefonía celular tiene un funcionamiento parcial.
- El sector Salud dice tener cubierto su abasto al 100% y que no existen brotes epidemiológicos.
- En Tapachula se habla de 14 colonias con daños importantes, todas ellas a los márgenes de ríos.
- Finalmente en la Sesión del CEPC el gobernador informó que mañana se instalara una ventanilla de vivienda y se iniciara una evolución preliminar de daños a la infraestructura. Mañana sesionara a las 21 horas.

Oaxaca

Resumen proporcionado por Protección Civil Estatal:

- Municipios afectados: 72
- Localidades: 115
- Refugios temporales habilitados: 32

Veracruz

La Subsecretaría de Protección Civil dio a conocer que continúan las labores de apoyo a la población en distintos municipios de la entidad, debido a la intensidad de las precipitaciones pluviales, que en algunos casos ha propiciado el desbordamiento de ríos.

- En Medellín de Bravo, donde el río Jamapa se desbordó a la altura del Fraccionamiento "Puente Moreno". Elementos de Protección Civil, Cruz Ambar y la Secretaría de Marina, auxilian a las personas afectadas. En la cabecera municipal se habilitó un albergue en la Iglesia católica para refugiar a la población que pudiera resultar afectadas.

- En Emiliano Zapata el aumento de caudal de ríos dejó incomunicadas parcialmente a las comunidades de Chavarrillo, El Aguaje, y Villa Emiliano Zapata.
- Protección Civil Municipal reportó además que en la comunidad Pacho Nuevo se derrumbó una barda perimetral de casi ocho metros de altura, sin causar daños a personas, mientras que en Rinconada y La Estanzuela se reportaron anegamientos en algunas casas y árboles derrumbados. Soledad Atzompa reportó deslaves importantes en la comunidad Huitzila, donde dos viviendas quedaron sepultadas entre los escombros y dos más parcialmente sepultadas, sin daños a sus habitantes, quienes fueron evacuados oportunamente y trasladados al albergue habilitado en el auditorio de la comunidad. La carretera Huitzila-Xoxocotla (600 metros antes de vivero), presenta socavamientos en ambos lados.
- En Cazones de Herrera se realizó la evacuación preventiva de aproximadamente 150 personas asentadas en las márgenes del río Cazones, debido al incremento considerable del afluente. Se encuentran en los albergues activados en la cabecera municipal.
- Texistepec reportó anegamientos y destechado de viviendas en las comunidades Paso de los Indios, El Halcón, José María Pino Suárez, Boca del río, Xochiltepec, Lázaro Cárdenas, José María Morelos, Tenochtitlán, Loma Bonita, Buena Vista Corsal, Loma Central, Santa Fe, Encinal de Ojapa, Xochotitlan, Palmillas, Ojo de Agua y cabecera municipal, por lo que se activaron dos albergues, en la escuela Primaria Luis Echeverría Álvarez con 90 personas y en la escuela federal Emiliano Zapata con 120. Los tramos carreteros afectados son Texistepec-Casas Viejas y Tenochtitlan-las Camelias-Venustiano Carranza.
- En Saltabarranca, se desbordó el río del mismo nombre afectando a 448 familias de las congregaciones Boca de Sierra, La Guadalupe, La Soledad, Santa Elena, El Remolino, El Paso, El Mirador, El Napo, El Lirio, Cerro Grande, El Macuile, Zamora Caletón, San Luis, Boca Nueva, La Piedra y Tres Piedras, así como las colonias El Zapote, Miramar, La Piedra, Aguacatillo y Carolina de la cabecera municipal.
- Un grupo de auxilio de Protección Civil estatal y la Secretaría de Marina se encuentran apoyando a la población afectada por el desbordamiento del río Tesechoacán, en el municipio de Playa Vicente, Isla, José Azueta, Juan R. Clara y San Juan Evangelista, proporcionando víveres y evacuando en donde es necesario, con un helicóptero del Gobierno del Estado.
- Puente Nacional reportó afectaciones en los caminos que conducen a las comunidades Coyolar, San José Chilapa, El Cuajilote, El Cedro, Paso de la Venta y Potrerillos.
- El nivel del río Valle Nacional a la altura de estación Jacatepec, mantiene incremento importante en su nivel, se encuentran en alerta los municipios de Chacaltinguis, Cosamaloapan, Carlos A. Carrillo y Tlacotalpan. De manera preventiva se activaron albergues en Cosamaloapan, Playa Vicente, José Azueta, Chacaltinguis, Tres valles, Juan R. Clara, Ixmattlahuacan, Tlacotalpan, Carlos A. Carrillo, Tlacojalpa, Isla y Otatitlán.
- En Tlalixcoyan se desbordó el río Blanco afectando las comunidades de Piedras Negras, Moralillo, Mata de Lázaro, Las Trancas y Fernando Gutiérrez Barrios.
- En Atlahuilco se desbordó el río Xoxocotla afectando sólo cultivos de maíz.
- Personal de esta Subsecretaría en Poza Rica coordina con la autoridad municipal acciones preventivas para resguardar a la población asentada en la ribera del río Cazones.
- Se informa que personal de la Subsecretaría de Protección Civil está a cargo de un centro de acopio en el municipio de Acayucan para la distribución de víveres a zonas afectadas por el paso del huracán Stan nopalera

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (CNA)

GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERÍA DE RÍOS (GASIR)

Gerencia El Informe emitido a las 11:00 horas reporta 334.0 mm de precipitación en El Novillero, Coahuila; 47.5 mm en Cerro de Ortega, Colima; 228.0 mm en Atoyac, Guerrero; 85.0 mm en Huautla, Oaxaca; 357.0 mm en El Tejar, Veracruz; 155.0 mm en Zacualtipan, Hidalgo; 106.0 mm en Porfirio Díaz, México; 78.1 mm en Huitzilac, Morelos; 296.0 mme n Cuetzalan,

Puebla; 127.0 mm en Matlapa, San Luis Potosí y 68.5 mm en San José Atlanta, Tlaxcala.

RESPUESTA INTERNA DEL PAIS

- Para una actualización ver: <http://www.presidencia.gob.mx/>, donde se refieren las acciones del gobierno federal encabezadas por el Presidente de la República en la atención de la población desplazada y más directamente afectada.

RESPUESTA INTERNACIONAL

- La Secretaría de Relaciones Exteriores informó la apertura de una cuenta para recibir la cooperación internacional mediante el siguiente boletín:

Cuenta Bancaria en Estados Unidos Para Damnificados del Huracán Stan.
México, D.F. (AmbosMedios) Octubre 7, 2005.

- La Secretaría de Relaciones Exteriores informa que ante las múltiples muestras de solidaridad expresadas por la comunidad mexicana que reside en Estados Unidos, se ha abierto la cuenta Mexico Hurricane Stan Relief Fund con el número 7733146166 del Wells Fargo Bank.
- Los fondos que se recauden en dicha cuenta serán íntegramente puestos a disposición de organizaciones no gubernamentales, como la Cruz Roja Mexicana, para que sean canalizados a la atención de las personas que se han visto afectadas por el huracán Stan. (ver: <http://www.sre.gob.mx/comunicados/>)

El Huracán Stan fue la décimo octava tormenta tropical y el décimo huracán de la temporada de huracanes del Océano Atlántico en el año 2005. Stan fue la segunda tormenta "S" desde que el sistema de denominaciones de huracanes comenzó, el otro fue la tormenta tropical Sebastián de 1995. Fue una tormenta relativamente fuerte que, mientras se estableció como huracán de Categoría 1 durante un corto período de tiempo, causó inundaciones y desprendimientos en los países centroamericanos de Belice, Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Haití, Honduras, Nicaragua además del sur de México durante los días 3, 4 y 5 de octubre de 2005. Ha ocasionado por lo menos 1,620 muertes, un número similar al producido por el Huracán Katrina, y hay aun muchos más desaparecidos. Según fuentes oficiales, se espera que el número de muertes aumente posiblemente hasta bien pasados los 2,000, aunque el número total de fallecidos es probable que nunca se conozca debido al alto grado de descomposición de los cadáveres en el barro.

Un ejemplo de esta descripción es la aldea de Panabaj en el departamento guatemalteco de Sololá, que ha sido destruida completamente por las riadas de lodo. Stan ha sido comparado al

Huracán Mitch de 1998, Huracán Cesar-Douglas de 1996 y al Huracán Diana de 1990, a pesar de que ha sido descrito en los países de América Central como una tormenta tropical, pues esa era su intensidad cuando afectó esa zona.

Los territorios más afectados fueron Guatemala y El Salvador, países en los que se produjeron el mayor número de fallecidos, y donde decenas de comunidades y pueblos quedaron completamente aislados.

En Guatemala, donde el 75% del territorio se ha visto afectado, una de las principales ciudades afectadas fue Santiago Atitlán, un importante destino turístico donde un grave corrimiento de tierra



produjo decenas de víctimas. También una aldea situada en la falda del volcán Tacana fue arrasada por un alud de lodo y rocas.

En México el desbordamiento de un río en Tapachula, en el estado de Chiapas, arrasó 2,500 viviendas. Generando el surgimiento de seudolideres que pretendían ayudar a la población en el otorgamiento de nuevos créditos pero solo velaban por sus intereses personales, aprovechándose de la tragedia (hoy en día siguen dichos líderes cobrando desde \$1,500.00 pesos mexicanos a fin de seguir velando por los intereses de la "comunidad").

CRONOLOGÍA DE LA TORMENTA

Una corriente tropical, que partió desde la costa africana el 17 de septiembre, formó un área de bajas presiones cuando llegó a la parte occidental del Mar Caribe y se convirtió en una depresión tropical el 1 de octubre. Cerca de las costas de la Península de Yucatán se reforzó y desde el día 2 de octubre a las 1:35 am CDT (0635 UTC) se comenzó a denominar Tormenta Tropical Stan.

Stan tomó tierra en la Península de Yucatán y se redujo a una depresión tropical, pero de nuevo tomó fuerza y emergió en la Bahía de Campeche. Para las 4 am CDT (0900 UTC) del 4 de octubre, ya se había reforzado suficientemente para ser denominado huracán. Stan volvió a tocar tierra más tarde aquella mañana en el centro de la costa este de México, al sur de Veracruz, como un huracán de Categoría 1 en la Escala Saffir-Simpson. Más tarde se debilitó y volvió a ser una tormenta tropical al comienzo de la tarde de aquel día.

La tormenta produjo desprendimientos de tierra, inundaciones y fuertes vientos a lo largo de su recorrido por el sur y este de México y Centroamérica, 500 mm de lluvia han sido reportados lo cual produjo destrucción. La mayor parte de las inundaciones han sido consecuencia de las bandas exteriores de Stan, así como cuando todavía era una depresión tropical.

Las cosechas de café y otros cultivos de la región se han perdido a consecuencia de las inundaciones.

MÉXICO

La mayor parte de los 100,000 habitantes de la región de la Sierra de los Tuxtlas, en la Costa del Golfo, fueron evacuados de sus casas, e incidentes tales como inundaciones, fuertes vientos (que arrancaron árboles y tejados de las casas) fueron reportados desde las áreas costeras de

Veracruz, San Andrés Tuxtla, Santiago Tuxtla y Coatzacoalcos, así como la capital del estado Xalapa, situada en el interior. Las fuerzas armadas de México evacuaron a los habitantes de alrededor de una docena de pueblos en la llanura costera, entre ellos el Lugar Patrimonio de la Humanidad Tlacotalpan en el oeste y el complejo turístico de Catemaco en el este.

A medida que el sistema progresaba hacia la Sierra Madre del Sur al oeste del Istmo de Tehuantepec, los estados de Oaxaca y Chiapas fueron afectados por lluvias torrenciales. Áreas de Chiapas cercanas a la frontera con Guatemala fueron golpeadas duramente, en particularmente la ciudad costera y fronteriza de Tapachula, donde el desbordamiento de un río causó grandes daños incluyendo la destrucción de todos los puentes de acceso a la ciudad, la cual quedó

únicamente accesible por aire.

El gobierno estatal ha informado que tres ríos se han salido de su cauce y un número indeterminado de hogares, más de veinte puentes y otras infraestructuras han sido destruidas por la tormenta.

Algunas zonas de la Sierra Norte, en el estado central de Puebla, también han sido inundadas. Tres personas murieron en un corrimiento de tierras en el Valle de Xochiapulco.

Además, Pemex ha evacuado 270 empleados de sus plataformas petrolíferas en el Golfo de México, aunque no se ha informado de ningún daño y las plantas han reanudado su trabajo.

El Ministerio de Interior ha declarado estado de emergencia en los municipios más devastados de los cinco estados: Chiapas, Hidalgo, Oaxaca, Puebla, y Veracruz.

Muertes (Resumen)

Hasta el 11 de octubre de 2005, Stan ha sido culpado de al menos 1,620 muertes y el número probablemente continuará creciendo. Una estimación del número de víctimas fatales está por encima de los 2,000 en Guatemala solamente, lo cual colocaría a Stan por encima de las muertes confirmadas por el Huracán Katrina (que actualmente ronda las 1.300) y le pondría (hasta ahora) como el sistema tropical más mortífero de la temporada de huracanes atlánticos de 2005.

País	Total	Región	Total del Estado
<u>Costa Rica</u>	2		
<u>El Salvador</u>	72		
<u>Guatemala</u>	1,500		
<u>Honduras</u>	7		
<u>México</u>	28	<u>Chiapas</u>	15
		<u>Oaxaca</u>	6
		<u>Puebla</u>	3
		<u>Veracruz</u>	6
		Desconocido	1
<u>Nicaragua</u>	11		
Totales	1,620		

Al provenir de fuentes diversas, los totales pueden no coincidir.

La mayor parte de las fatalidades reportadas en este punto han sido consecuencia de las inundaciones y desprendimientos, aunque 8 de las muertes en Nicaragua fueron resultado del naufragio de un bote que transportaba inmigrantes desde Ecuador y Perú.

Por otra parte se teme que el número de víctimas crezca de forma alarmante debido a la expansión de infecciones por las zonas inundadas además de la falta de alimentos y otras emergencias sanitarias.

Enlaces externos

- Cruz Roja, haciendo un llamamiento a favor de los países afectados.
- Conred, Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (Guatemala).
- Gobierno de El Salvador, "El Presidente de la República decretó Estado de Emergencia

Nacional".



Foto 6.5 Agua embarrada corre a través del río Cúatan en Tapachula en el estado de Chiapas, México. / Reuters.

Huracán Stan (Octubre 2005)

Deja más de 750 muertos en Centroamérica y México.

La naturaleza se ha ensañado de nuevo con la empobrecida Centroamérica y, al mostrar su implacable fuerza con las intensas lluvias que han caído en la región, se ha cobrado la vida de al menos 750 personas (6.10.05).

El huracán 'Stan', degradado a tormenta tropical, ha dejado un saldo de víctimas que sólo entre El Salvador y Guatemala ha dejado más de 150 muertos, a los que hay que añadir los fallecidos en Nicaragua y México, debido a las inundaciones y desprendimientos de tierra.

Las lluvias han saturado los suelos, y podrían provocar más desprendimientos de cerros, el colapso de puentes y carreteras, así como el desbordamiento de ríos y quebradas en los próximos días. Los más afectados por el desastre natural han sido los centroamericanos más pobres: indígenas y campesinos desposeídos que han perdido sus humildes viviendas, sembrados y animales de corral.

Las cifras totales de las víctimas aún no se conocen debido a que las autoridades continúan con los trabajos de rescate y evacuación, y las fuertes lluvias no cesan.

El Salvador y Guatemala, en estado de 'calamidad pública'

El Comité de Emergencia Nacional (COEN) de El Salvador informó de que las lluvias a causa de la tormenta tropical 'Stan' han dejado 62 muertos, 40.637 evacuados y 361 albergues habilitados, además de una situación caótica en todo el país.

Así lo confirmó el presidente salvadoreño, Elías Antonio Saca, en una rueda de prensa en la que pidió a los salvadoreños que viven en zonas de alto riesgo que acudan a los albergues y no arriesguen sus vidas. Los daños son tan graves que Saca canceló su asistencia a la XIV cumbre Iberoamericana que se celebrará la próxima semana en España, para atender la emergencia.

El presidente anunció emergencia nacional el pasado lunes, mientras que el martes la Asamblea Legislativa decretó además estado de 'calamidad pública' y tres días de duelo por las víctimas.

"Vivimos momentos difíciles, la emergencia ha rebasado la capacidad de los organismos de socorro, tenemos inundaciones por todos lados, puentes a punto de colapsar, derrumbes y decenas de carreteras bloqueadas por deslizamientos de tierra", aseguró un portavoz de la Cruz Roja salvadoreña.



Foto 6.6 y Foto 6.7 En Guatemala, el Stan también ha provocado la muerte de más de 50 personas, heridas de consideración a 106 y 26.169 damnificados en 175 comunidades, además de 36 viviendas destruidas y otras 3.323 afectadas. Otras 182 poblaciones permanecían en riesgo.

Ante esa situación, el presidente guatemalteco, Oscar Berger, decretó el estado de 'Calamidad Pública', decisión que debía ser ratificada por el Congreso guatemalteco, al tiempo que anunció giras por las áreas afectadas para evaluar los daños.

En México, al menos 16 muertos

A su paso por México, el ciclón Stan ya degradado a tormenta tropical, dejó al menos 16 muertos y más de 100.000 damnificados, además de unos seis puentes colapsados por las crecidas de los ríos, específicamente en el sureño estado de Chiapas, fronterizo con Guatemala.

Sólo la crecida del río Suchiate, frontera natural entre México y Guatemala, mantiene inundada una tercera parte del área urbana de dicho estado (10 de 35 colonias), donde más de 20 mil personas tuvieron que buscar refugio en diferentes albergues.

Las corrientes de al menos 12 ríos en Chiapas arrasaron con todo lo que encontraron a su paso, derribando casas, árboles, postes y hasta puentes de más de 20 metros de altura.

Las fuertes lluvias que azotan México en los últimos días amenazan también con desbordar varios ríos más, entre ellos el más largo de México, el Papaloapan. El río Papaloapan, el más largo de México con 965 kilómetros de longitud, está por desbordarse en Veracruz (Golfo de México). Ante esta amenaza, efectivos del Ejército y la Armada de México han iniciado la evacuación de miles de personas en la Cuenca del Papaloapan.

Según el Servicio Meteorológico Nacional (SMN), las fuertes lluvias afectan los estados de Guerrero, Oaxaca, Veracruz, Tabasco, Chiapas, Campeche, Jalisco, Colima, Michoacán, Hidalgo, Puebla, Yucatán y Quintana Roo. Más de 120.000 personas han resultado damnificadas y 40.000 de ellas evacuadas de 120 municipios veracruzanos que sufrieron fuertes precipitaciones.

En Nicaragua el número de víctimas mortales llegaba a 11, entre ellos 8 peruanos y ecuatorianos que viajaban en dos pequeñas embarcaciones que naufragaron en el litoral pacífico nicaragüense.

En Honduras se han encontrado cuatro muertos, así como de la desaparición de un militar, y en Costa Rica perdieron la vida otras dos personas.



Foto 6.8. Un bombero sujeta a un niño cerca del río Coatan en Tapachula, México.



Foto 6.9 Una pareja junto con su perro caminan sobre la riada el sur de México.



Foto 6.10. Aguas desbordadas de los ríos que atraviesan la ciudad de Tapachula, en el estado mexicano de Chiapas,

Tras las fuertes lluvias provocadas por el huracán "Stan". Autoridades de Protección Civil del estado, informaron de la muerte de dos personas por la creciente.

México: El retiro temprano de las lluvias de verano en el oeste de México durante septiembre, fue seguido por condiciones predominantemente secas en octubre. Con dos meses consecutivos secos, la región de condiciones anormalmente secas (D0) sobre el oeste de México continuó incrementándose. Las costas del suroeste y oeste de México típicamente reciben cantidades apreciables de precipitación asociadas al paso de las tormentas tropicales del Pacífico, pero en la presente temporada las tormentas han seguido trayectorias alejadas de las costas y este aspecto contribuyó a reducir las lluvias totales para finales de la estación en esas regiones del país.

Las presas sobre el noroeste de México, que proporcionan agua para la agricultura de invierno, a

menudo se llenan hacia finales de la estación, con aportaciones de lluvias asociadas a la entrada de tormentas tropicales. El extremo suroeste de la costa de Baja California Sur recibió cantidades moderadas de precipitación debidas al paso de la tormenta tropical Otis que se aproximó a la península los días 3 y 4 de octubre, lo anterior ayudo a disminuir el área de condiciones secas (D0) en esta pequeña región de Baja California.

En el noreste de México las condiciones secas se intensificaron en septiembre, pero una serie de frentes fríos y perturbaciones de niveles altos aportaron abundantes precipitaciones (> 200% de normal) en un área que abarca el norte de Chihuahua, Coahuila, Nuevo León y gran parte de Tamaulipas. Estas lluvias oportunas forzaron el área de condiciones anormalmente secas (D0) y sequía moderada (D1) a retraerse y únicamente el extremo norte de Tamaulipas y noreste de Nuevo León continúan experimentando condiciones de sequía moderada (D1).

En el sureste de México el ciclón tropical Stan produjo abundantes lluvias sobre la Península de Yucatán los días 2 y 3 de octubre. El 4 de octubre el sistema se movió sobre los estados de Veracruz y Oaxaca. Las lluvias totales del mes excedieron 200% de normal a lo largo de la trayectoria de Stan sobre la parte central de México, con severas inundaciones registradas en porciones del norte de Veracruz y el oeste de Oaxaca.

Stan también favoreció una fuerte entrada de humedad desde el Pacífico sobre la cadena montañosa a lo largo de la costa de Chiapas, lo cual originó severas inundaciones en la zona costera del estado y el sur de Oaxaca. Hacia finales del mes el huracán Wilma se desplazó lentamente sobre la Península de Yucatán, desde las últimas horas del día 20 hasta el día 22.

La estación meteorológica automática ubicada en Isla Mujeres y administrada por la Secretaría de Marina reportó 1746 mm de lluvias, durante el lapso comprendido entre las 00Z (18:00 hora local) del 20 de octubre, hasta las 18Z (12:00 hora local) del día 22.

Las estimaciones de precipitación del Servicio Meteorológico Nacional a partir de imágenes de satélite GOES indican más de 750 mm de precipitación para este período de 3 días, sin embargo, los valores totales reales derivados de imágenes de satélite son truncados en 250 mm por día, por lo que las lluvias totales sobre secciones del este de Yucatán probablemente fueron muy por arriba de este nivel. A pesar de los efectos asociados al paso de los ciclones tropicales Stan y Wilma, el estado de Tabasco y el norte de Chiapas reportaron precipitaciones totales de octubre muy por debajo de lo normal, lo que dio como resultado el desarrollo de una pequeña área de sequía agrícola (D0).

ANEXO II

REPORTE FOTOGRAFICO

RÍO CHICO



Figura 4.1 Cadenamiento 0 + 000.



Figura 4.2 cadenamiento 1 + 900.



Figura 4.3 Cadenamiento 4 + 200.



Figura 4.4 El río chico para sistemas de riego por canales.



Figura 4.5 Muestra el momento en que la brigada topográfica obtiene la sección del cadenamiento 2+520.

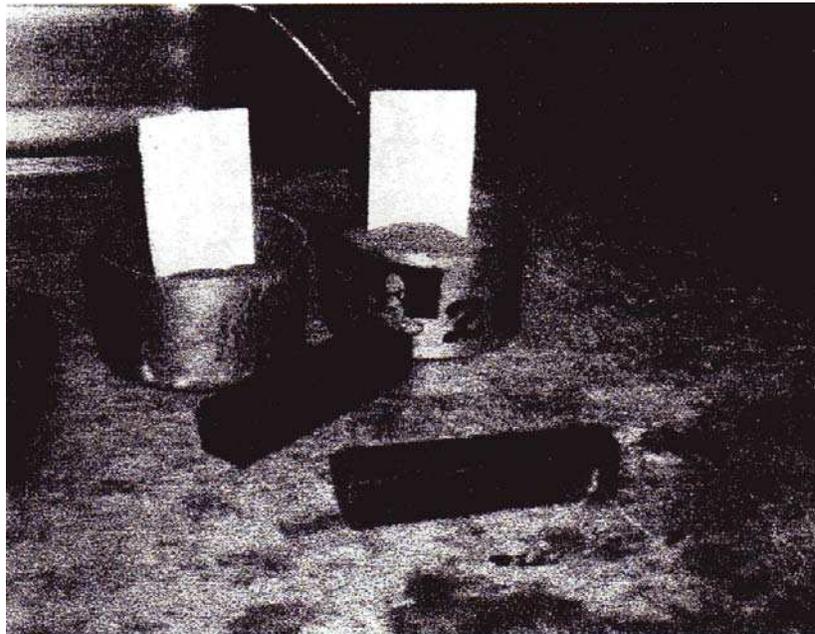


Figura 4.6 Prueba de límite líquido y los recipientes que se utilizaron para determinar su límite de contracción.

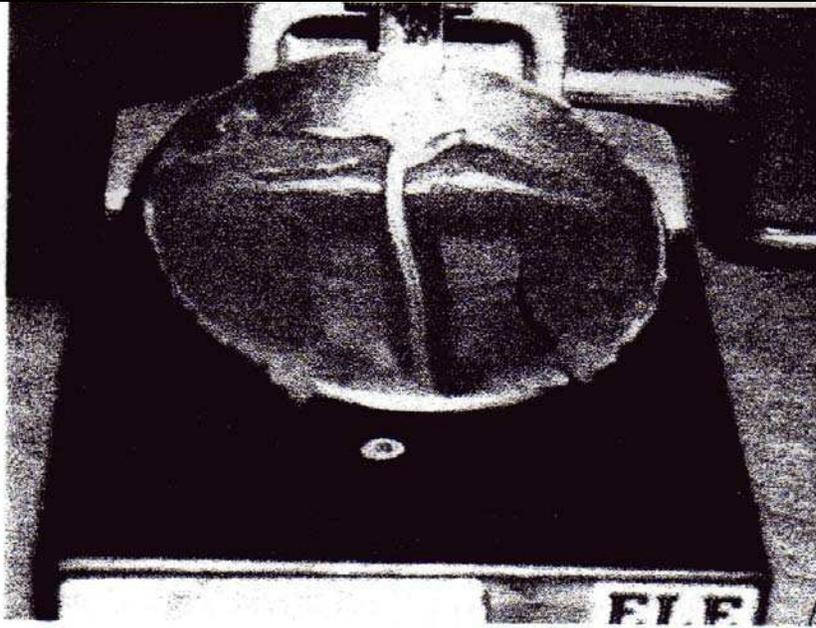


Figura 4.7 Copa de Casa grande.



Figura 4.8 Para obtener los límites se utilizaron espátulas, un vidrio, la copa de Casa grande y material cribado por la malla no. 40

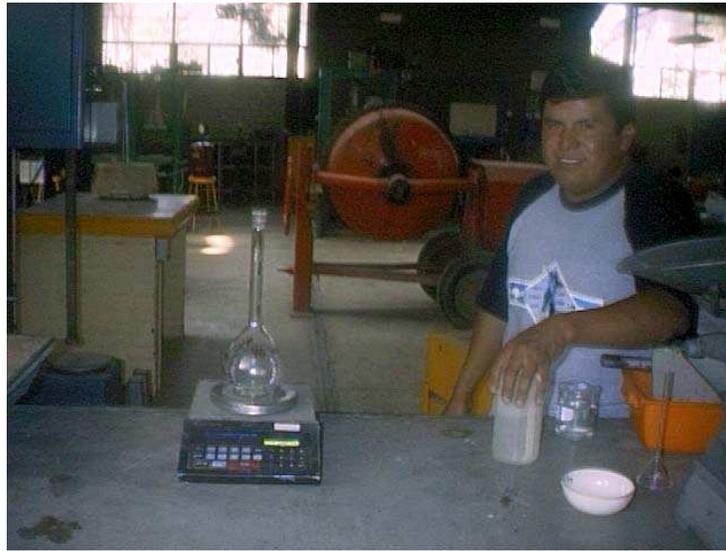


Figura 4.9 Muestras para obtener su densidad de solidos.



Figura 4.10 Maquina vibradora con mallas.

ANEXO III

RÍO BOBOS

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
GERENCIA REGIONAL GOLFO CENTRO
SUBGERENCIA TÉCNICA
JEFATURA DE PROYECTO DE AGUAS SUPERFICIALES E ING. DE RÍOS

ESTACION CLIMATOLOGICA HUAYACOCOTLA

año	X	m	yi	xi ²	(xi-xm) ²	Tr=(n+1)/m	Tr/(Tr-1)	xi	xi*yi	xi ²	yi ²	Yi/Ym	(Yi/Ym-1)	(Yi/Ym-1) ²			
				gumbel		Nash										Levediev	
1961	37,90	1	287,30	82.541,29	39.960,01	30,000	1,034	(1,832)	(526,33)	3,356	82.541,29	3,287	2,287	5,231			
1962	66,10	2	181,30	32.869,69	8.817,21	15,000	1,071	(1,523)	(276,19)	2,321	32.869,69	2,074	1,074	1,154			
1963	91,30	3	134,20	18.009,64	2.190,24	10,000	1,111	(1,340)	(179,77)	1,794	18.009,64	1,535	0,535	0,287			
1964	48,40	4	129,90	16.874,01	1.806,25	7,500	1,154	(1,207)	(156,73)	1,456	16.874,01	1,486	0,486	0,236			
1965	62,10	5	123,40	15.227,56	1.296,00	6,000	1,200	(1,101)	(135,91)	1,213	15.227,56	1,412	0,412	0,170			
1966	104,30	6	113,00	12.769,00	655,36	5,000	1,250	(1,014)	(114,54)	1,027	12.769,00	1,293	0,293	0,086			
1967	287,30	7	104,30	10.878,49	285,61	4,286	1,304	(0,938)	(97,81)	0,880	10.878,49	1,193	0,193	0,037			
1968	79,30	8	91,30	8.335,69	15,21	3,750	1,364	(0,871)	(79,49)	0,758	8.335,69	1,045	0,045	0,002			
1969	89,30	9	89,30	7.974,49	3,61	3,333	1,429	(0,810)	(72,33)	0,656	7.974,49	1,022	0,022	0,000			
1970	28,50	10	86,50	7.482,25	0,81	3,000	1,500	(0,754)	(65,24)	0,569	7.482,25	0,990	(0,010)	0,000			
1971	63,60	11	85,60	7.327,36	3,24	2,727	1,579	(0,703)	(60,14)	0,494	7.327,36	0,979	(0,021)	0,000			
1972	73,50	12	82,30	6.773,29	26,01	2,500	1,667	(0,654)	(53,82)	0,428	6.773,29	0,942	(0,058)	0,003			
1973	68,80	13	79,30	6.288,49	65,61	2,308	1,765	(0,608)	(48,20)	0,370	6.288,49	0,907	(0,093)	0,009			
1974	181,30	14	77,90	6.068,41	90,25	2,143	1,875	(0,564)	(43,92)	0,318	6.068,41	0,891	(0,109)	0,012			
1975	123,40	15	75,00	5.625,00	153,76	2,000	2,000	(0,521)	(39,10)	0,272	5.625,00	0,858	(0,142)	0,020			
1976	82,30	16	73,50	5.402,25	193,21	1,875	2,143	(0,480)	(35,29)	0,231	5.402,25	0,841	(0,159)	0,025			
1977	61,20	17	70,40	4.956,16	289,00	1,765	2,308	(0,440)	(30,97)	0,193	4.956,16	0,805	(0,195)	0,038			
1978	77,90	18	69,60	4.844,16	316,84	1,667	2,500	(0,400)	(27,85)	0,160	4.844,16	0,796	(0,204)	0,041			
1979	129,90	19	68,80	4.733,44	345,96	1,579	2,727	(0,361)	(24,82)	0,130	4.733,44	0,787	(0,213)	0,045			
1980	56,30	20	66,10	4.369,21	453,69	1,500	3,000	(0,321)	(21,24)	0,103	4.369,21	0,756	(0,244)	0,059			
1981	134,20	21	63,60	4.044,96	566,44	1,429	3,333	(0,282)	(17,91)	0,079	4.044,96	0,728	(0,272)	0,074			
1982	70,40	22	62,10	3.856,41	640,09	1,364	3,750	(0,241)	(14,97)	0,058	3.856,41	0,711	(0,289)	0,084			
1983	69,60	23	61,20	3.745,44	686,44	1,304	4,286	(0,199)	(12,20)	0,040	3.745,44	0,700	(0,300)	0,090			
1984	85,60	24	56,30	3.169,69	967,21	1,250	5,000	(0,156)	(8,76)	0,024	3.169,69	0,644	(0,356)	0,127			
1985	113,00	25	48,40	2.342,56	1.521,00	1,200	6,000	(0,109)	(5,27)	0,012	2.342,56	0,554	(0,446)	0,199			
1986	45,50	26	45,50	2.070,25	1.755,61	1,154	7,500	(0,058)	(2,64)	0,003	2.070,25	0,521	(0,479)	0,230			
1987	75,00	27	42,10	1.772,41	2.052,09	1,111	10,000	(0,000)	(0,00)	0,000	1.772,41	0,482	(0,518)	0,269			
1988	86,50	28	37,90	1.436,41	2.450,25	1,071	15,000	(0,070)	2,67	0,005	1.436,41	0,434	(0,566)	0,321			
1989	42,10	29	28,50	812,25	3.469,21	1,034	30,000	0,169	4,83	0,029	812,25	0,326	(0,674)	0,454			
	suma		2.534,60	292.600,260	71.076,220	118,850	118,850	(17,246)	(2.143,962)	16,978	292.600,260	29,000	0,0000	9,305			
	prom.		87,40	87,400				(0,595)					2.534,600				
	Sn			50,383		x		(0,595)					87,400				
	Xp			272,137		y		87,400				Cv	0,566				
	Yn			0,5353		b		(94,706)				Cs	-				
	Q			1,1086		a		31,080				Se toma el valor de:					
	TIEMPO DE RETORNO					Yp		254,591				Cs=	3Cv				
						X		(2,360)				Cs	1,699				
						Rxy		(0,921)				p%	1,000				
						Sxx		194,961				k	3,438				
						Sxy		(18.464,007)				Er	0,782				
						Syy		2.061.210,380				Q	257,620				
								87,532				Dq	37,389				
						Yinf-sup		50,982				Xd	295,009				
								23,538				Xmin	220,231				
								138,514									
			Xd	272,14				Xd	278,13					Xd	295,01		
			PROMEDIO					PROMEDIO	281,758								



COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
GERENCIA REGIONAL GOLFO CENTRO
SUBGERENCIA TÉCNICA
JEFATURA DE PROYECTO DE AGUAS SUPERFICIALES E ING. DE RÍOS

ESTACION CLIMATOLOGICA ZILACATIPAN

año	X	m	yi	xi^2	(xi-xm)^2	Tr=(n+1)/m	Tr/(Tr-1)	xi	xi*yi	xi^2	yi^2	Yi/Ym	(Yi/Ym-1)	(Yi/Ym-1)^2	
				gumbel				Nash				Levediev			
1961	180,50	1	380,60	144.856,36	47.606,73	30,000	1,034	(1,832)	(697,26)	3,356	144.856,36	2,343	1,343	1,805	
1962	200,00	2	281,70	79.354,89	14.230,02	15,000	1,071	(1,523)	(429,15)	2,321	79.354,89	1,734	0,734	0,539	
1963	200,00	3	272,70	74.365,29	12.163,81	10,000	1,111	(1,340)	(365,29)	1,794	74.365,29	1,679	0,679	0,461	
1964	125,60	4	259,00	67.081,00	9.329,56	7,500	1,154	(1,207)	(312,50)	1,456	67.081,00	1,595	0,595	0,354	
1965	236,60	5	237,20	56.263,84	5.593,49	6,000	1,200	(1,101)	(261,25)	1,213	56.263,84	1,460	0,460	0,212	
1966	209,50	6	236,60	55.979,56	5.504,10	5,000	1,250	(1,014)	(239,83)	1,027	55.979,56	1,457	0,457	0,209	
1967	17,00	7	209,50	43.890,25	2.217,44	4,286	1,304	(0,938)	(196,47)	0,880	43.890,25	1,290	0,290	0,084	
1968	12,30	8	200,00	40.000,00	1.412,98	3,750	1,364	(0,871)	(174,13)	0,758	40.000,00	1,231	0,231	0,054	
1969	25,90	9	200,00	40.000,00	1.412,98	3,333	1,429	(0,810)	(161,99)	0,656	40.000,00	1,231	0,231	0,054	
1970	59,80	10	181,60	32.978,56	368,24	3,000	1,500	(0,754)	(136,97)	0,569	32.978,56	1,118	0,118	0,014	
1971	133,50	11	180,50	32.580,25	327,24	2,727	1,579	(0,703)	(126,81)	0,494	32.580,25	1,111	0,111	0,012	
1972	154,30	12	179,70	32.292,09	298,93	2,500	1,667	(0,654)	(117,51)	0,428	32.292,09	1,106	0,106	0,011	
1973	144,40	13	172,80	29.859,84	107,94	2,308	1,765	(0,608)	(105,04)	0,370	29.859,84	1,064	0,064	0,004	
1974	380,60	14	163,50	26.732,25	1,19	2,143	1,875	(0,564)	(92,19)	0,318	26.732,25	1,007	0,007	0,000	
1975	259,00	15	157,40	24.774,76	25,10	2,000	2,000	(0,521)	(82,07)	0,272	24.774,76	0,969	(0,031)	0,001	
1976	172,80	16	154,30	23.808,49	65,78	1,875	2,143	(0,480)	(74,09)	0,231	23.808,49	0,950	(0,050)	0,002	
1977	128,40	17	147,80	21.844,84	213,46	1,765	2,308	(0,440)	(65,01)	0,193	21.844,84	0,910	(0,090)	0,008	
1978	163,50	18	146,10	21.345,21	266,03	1,667	2,500	(0,400)	(58,47)	0,160	21.345,21	0,900	(0,100)	0,010	
1979	272,70	19	144,40	20.851,36	324,37	1,579	2,727	(0,361)	(52,10)	0,130	20.851,36	0,889	(0,111)	0,012	
1980	118,20	20	133,50	17.822,25	835,81	1,500	3,000	(0,321)	(42,90)	0,103	17.822,25	0,822	(0,178)	0,032	
1981	281,70	21	128,40	16.486,56	1.156,70	1,429	3,333	(0,282)	(36,16)	0,079	16.486,56	0,791	(0,209)	0,044	
1982	147,80	22	125,60	15.775,36	1.355,00	1,364	3,750	(0,241)	(30,28)	0,058	15.775,36	0,773	(0,227)	0,051	
1983	146,10	23	118,20	13.971,24	1.954,55	1,304	4,286	(0,199)	(23,55)	0,040	13.971,24	0,728	(0,272)	0,074	
1984	179,70	24	95,50	9.120,25	4.476,99	1,250	5,000	(0,156)	(14,85)	0,024	9.120,25	0,588	(0,412)	0,170	
1985	237,20	25	88,30	7.796,89	5.492,34	1,200	6,000	(0,109)	(9,62)	0,012	7.796,89	0,544	(0,456)	0,208	
1986	95,50	26	59,80	3.576,04	10.528,88	1,154	7,500	(0,058)	(3,47)	0,003	3.576,04	0,368	(0,632)	0,399	
1987	157,40	27	25,90	670,81	18.635,07	1,111	10,000	(0,000)	(0,00)	0,000	670,81	0,159	(0,841)	0,706	
1988	181,60	28	17,00	289,00	21.144,17	1,071	15,000	0,070	1,20	0,005	289,00	0,105	(0,895)	0,802	
1989	88,30	29	12,30	151,29	22.533,12	1,034	30,000	0,169	2,08	0,029	151,29	0,076	(0,924)	0,854	
suma				4.709,90	954.518,530	189.582,047	118,850	118,850	(17,246)	(3.905,667)	16,978	954.518,530	29,000	(0,0000)	7,187
prom.				162,41	162,410				(0,595)						4.709,900
Sn					82,285		x	(0,595)						162,410	
Xp					464,120		y	162,410				Cv		0,498	
Yn					0,5353		b	(164,336)				Cs		-	
D					1,1086		a	64,684				Se toma el valor de:			
TIEMPO DE RETORNO					100		Yp	452,521				Cs=	3Cv		
							X	(2,360)				Cs	1,494		
							Rxy	(0,979)				p%	1,000		
							Sxx	194,961				k	3,321		
							Sxy	(32.038,938)				Er	0,675		
							Syy	5.497.879,360				Q	430,953		
								233,475				Dq	53,994		
							Yinf-sup	37,964				Xd	484,947		
								32,951				Xmin	376,959		
								271,439							
Xd				464,12			Xd	485,47				Xd	484,95		
PROMEDIO					478,180										





HIDROLOGÍA APLICADA A INGENIERÍA DE RÍOS

CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO PARA EL RÍO BOBOS, TR=100 AÑOS.

ESTACION HIDROMETRICA MARTINEZ, AREA DRENADA: 1,467 km²

año	X	m	yi	xi ²	(xi-xm) ²	Tr=(n+1)/m	Tr/(Tr-1)	xi	xi ³	Nash	xi ² yi	xi ²	yi ²	Yi/Ym	(Yi/Ym-1)	(Yi/Ym-1) ²
1952	1,283.34	1	4,540.00	20,611,600.00	10,357,693.61	47,000	1,022	(2,030)	(9,214,62)	4,119	20,611,600.00	3,435	2,435	2,435	0.5930	
1953	1,626.50	2	3,730.00	13,912,900.00	5,800,087.52	23,500	1,044	(1,724)	(6,430,05)	2,972	13,912,900.00	2,822	1,822	1,822	0.320	
1954	2,240.00	3	3,600.00	12,960,000.00	5,190,819.88	15,667	1,068	(1,543)	(5,554,61)	2,381	12,960,000.00	2,724	1,724	1,724	0.2972	
1955	4,540.00	4	2,864.00	8,202,496.00	2,378,803.89	11,750	1,093	(1,413)	(4,047,07)	1,997	8,202,496.00	2,167	1,167	1,167	0.362	
1956	829.00	5	2,334.50	5,449,890.25	1,025,838.96	9,400	1,119	(1,311)	(3,060,88)	1,719	5,449,890.25	1,766	0,587	0,587	0.1362	
1957	478.00	6	2,240.00	5,017,600.00	843,343.01	7,833	1,146	(1,227)	(2,748,13)	1,505	5,017,600.00	1,695	0,695	0,695	0.483	
1958	913.75	7	1,932.00	3,732,624.00	372,511.36	6,714	1,175	(1,155)	(2,230,82)	1,333	3,732,624.00	1,462	0,462	0,462	0.213	
1959	584.30	8	1,833.63	3,362,209.98	262,113.37	5,875	1,205	(1,091)	(2,001,11)	1,191	3,362,209.98	1,387	0,387	0,387	0.150	
1960	381.76	9	1,700.00	2,890,000.00	143,138.95	5,222	1,237	(1,035)	(1,759,04)	1,071	2,890,000.00	1,286	0,286	0,286	0.082	
1961	1,053.00	10	1,667.60	2,780,889.76	119,672.47	4,700	1,270	(0,983)	(1,639,92)	0,967	2,780,889.76	1,262	0,262	0,262	0.069	
1962	321.63	11	1,626.50	2,645,502.25	92,925.65	4,273	1,306	(0,936)	(1,522,91)	0,877	2,645,502.25	1,231	0,231	0,231	0.053	
1963	719.30	12	1,596.57	2,549,038.96	75,574.46	3,917	1,343	(0,893)	(1,425,24)	0,797	2,549,038.96	1,208	0,208	0,208	0.043	
1964	574.90	13	1,526.00	2,328,676.00	41,753.65	3,615	1,382	(0,852)	(1,300,09)	0,726	2,328,676.00	1,155	0,155	0,155	0.024	
1965	614.70	14	1,513.50	2,290,682.25	36,801.47	3,357	1,424	(0,814)	(1,231,47)	0,662	2,290,682.25	1,145	0,145	0,145	0.021	
1966	1,382.00	15	1,470.00	2,160,900.00	22,003.89	3,133	1,469	(0,777)	(1,142,81)	0,604	2,160,900.00	1,112	0,112	0,112	0.013	
1967	3,600.00	16	1,382.00	1,909,924.00	3,640.56	2,938	1,516	(0,743)	(1,026,76)	0,552	1,909,924.00	1,046	0,046	0,046	0.002	
1968	456.56	17	1,353.52	1,832,021.80	1,015.00	2,765	1,567	(0,710)	(961,02)	0,504	1,832,021.80	1,024	0,024	0,024	0.001	
1969	2,334.50	18	1,283.34	1,646,961.56	651.11	2,611	1,621	(0,678)	(870,62)	0,460	1,646,961.56	0,971	(0,029)	0,001	0.001	
1970	548.00	19	1,245.07	1,550,209.27	5,865.86	2,474	1,679	(0,648)	(806,73)	0,420	1,550,209.27	0,942	(0,058)	0,003	0.003	
1971	709.60	20	1,242.60	1,544,054.76	6,250.94	2,350	1,741	(0,618)	(768,50)	0,382	1,544,054.76	0,940	(0,060)	0,004	0.004	
1972	897.50	21	1,113.00	1,238,769.00	43,540.21	2,238	1,808	(0,590)	(656,51)	0,348	1,238,769.00	0,842	(0,158)	0,025	0.025	
1973	1,113.00	22	1,112.25	1,237,100.06	43,853.77	2,136	1,880	(0,562)	(625,08)	0,316	1,237,100.06	0,842	(0,158)	0,025	0.025	
1974	1,932.00	23	1,053.00	1,108,809.00	72,179.76	2,043	1,958	(0,535)	(563,13)	0,286	1,108,809.00	0,797	(0,203)	0,041	0.041	
1975	778.00	24	1,037.50	1,076,406.25	80,748.56	1,958	2,043	(0,508)	(527,17)	0,258	1,076,406.25	0,785	(0,215)	0,046	0.046	
1976	1,245.07	25	1,016.00	1,032,256.00	93,429.82	1,880	2,136	(0,482)	(489,62)	0,232	1,032,256.00	0,769	(0,231)	0,053	0.053	
1977	1,833.63	26	988.00	976,144.00	111,330.94	1,808	2,238	(0,456)	(450,61)	0,208	976,144.00	0,748	(0,252)	0,064	0.064	
1978	988.00	27	980.50	961,380.25	116,392.13	1,741	2,350	(0,431)	(422,15)	0,185	961,380.25	0,742	(0,258)	0,067	0.067	
1979	1,016.00	28	913.75	834,939.06	166,392.94	1,679	2,474	(0,405)	(370,28)	0,164	834,939.06	0,691	(0,309)	0,095	0.095	
1980	1,596.57	29	897.50	805,506.25	179,914.18	1,621	2,611	(0,380)	(341,09)	0,144	805,506.25	0,679	(0,321)	0,103	0.103	
1981	1,667.60	30	883.75	781,014.06	191,767.72	1,567	2,765	(0,355)	(313,66)	0,126	781,014.06	0,669	(0,331)	0,110	0.110	
1983	883.75	31	868.00	753,424.00	205,810.04	1,516	2,938	(0,330)	(286,24)	0,109	753,424.00	0,657	(0,343)	0,118	0.118	
1984	1,242.60	32	829.00	687,241.00	242,716.75	1,469	3,133	(0,305)	(252,44)	0,093	687,241.00	0,627	(0,373)	0,139	0.139	
1985	1,353.52	33	778.00	605,284.00	295,569.36	1,424	3,357	(0,279)	(217,09)	0,078	605,284.00	0,589	(0,411)	0,169	0.169	
1986	1,470.00	34	770.00	592,900.00	304,331.97	1,382	3,615	(0,253)	(195,00)	0,064	592,900.00	0,583	(0,417)	0,174	0.174	
1987	744.76	35	744.76	554,661.50	332,821.59	1,343	3,917	(0,227)	(169,06)	0,052	554,661.50	0,563	(0,437)	0,191	0.191	
1988	1,700.00	36	741.90	550,415.61	336,125.04	1,306	4,273	(0,200)	(148,51)	0,040	550,415.61	0,561	(0,439)	0,192	0.192	
1989	1,037.50	37	719.30	517,392.49	362,841.08	1,270	4,700	(0,175)	(124,13)	0,030	517,392.49	0,544	(0,456)	0,208	0.208	
1990	1,112.25	38	709.60	503,532.16	374,621.01	1,237	5,222	(0,144)	(102,16)	0,021	503,532.16	0,537	(0,463)	0,214	0.214	
1991	1,526.00	39	614.70	377,856.09	499,796.56	1,205	5,875	(0,114)	(70,12)	0,013	377,856.09	0,465	(0,535)	0,286	0.286	
1992	1,513.50	40	584.30	341,406.49	543,704.07	1,175	6,714	(0,082)	(48,20)	0,007	341,406.49	0,442	(0,558)	0,311	0.311	
1993	980.50	41	574.90	330,510.01	557,654.85	1,146	7,833	(0,049)	(27,99)	0,002	330,510.01	0,435	(0,565)	0,319	0.319	
1994	770.00	42	548.00	300,304.00	598,554.30	1,119	9,400	(0,012)	(6,48)	0,000	300,304.00	0,415	(0,585)	0,343	0.343	
1995	3,730.00	43	478.00	228,484.00	711,767.11	1,093	11,750	0,029	14,05	0,001	228,484.00	0,362	(0,638)	0,407	0.407	
1996	868.00	44	456.56	208,449.77	748,397.86	1,068	15,667	0,077	35,32	0,006	208,449.77	0,345	(0,655)	0,428	0.428	
1997	741.90	45	381.76	145,740.70	883,417.49	1,044	23,500	0,137	52,32	0,019	145,740.70	0,289	(0,711)	0,506	0.506	
1999	2,864.00	46	321.63	103,442.64	1,000,075.83	1,022	47,000	0,223	71,81	0,050	103,442.64	0,243	(0,757)	0,573	0.573	

suma	60,796.49	116,231,549.231	35,879,077,868	207,584	207,584	(27,585)	(55,975,627)	28,091	116,231,549.231	46,000	(0,000)	20,540
------	-----------	-----------------	----------------	---------	---------	----------	--------------	--------	-----------------	--------	---------	--------

prom.	1,321.66	1,321,663	892,524			(0,600)	(0,600)		60,796.494			
S _n				x					1,321,663		C _v	
X _p		4,458,243		y					(1,689,990)		C _s	0,668
Y _p		0,5468		b					308,210			
ξ		1,1538		a					4,296,646			

TIEMPO DE RETORNO = 100

Area drenada	1,467 km ²
Area de estudio	1,458 km ²
Gasto unitario	3,221 m ³ /(seg*km ²)
Gasto de diseño	4,696 m ³ /seg

Y _p	4,296,646																
X	(2,360)																
R _{xy}	(0,959)																
S _{xx}	531,241																
S _{xy}	(897,791,240)																
S _{yy}	1,650,437,981,912																
	17,332,888																
	7,927,216																
Y _{inf-sup}	317,869																
	25,260,104																

X _d	4,458,54	X _d	4,614,51	X _d	5,101,89
----------------	----------	----------------	----------	----------------	----------

PROMEDIO = 4,724,983



Arroyo No. 1

22,52	17,40	16,75	
racional	chow	unitario	

Los valores obtenidos en el método de Gumbel, Nash y Levediev son:

Gumbel	Nash	Lebediev	Prom.todos	Gumb-Nash	Gumb-Lebed.	Nash-Lebed.	Otro
339,36	353,04	347,22	346,54	346,20	343,29	350,13	
1	2	3	4	5	6	7	8
Escribe el numero de la opcion que quieras usar						7	Tr= 100

Valores de la estadística aplicada a:							
Tr (años)=	Xn=	Qn=	Pm (mm)=	n (datos)	Desv.St.=	Xp (mm)=	Ac1(aport.)
100	0,54100	1,13130	137,97	36	56,1280	350,1	1,96

Dame las características de la cuenca					
S	Cauce (m)	Ac (kms)	Desn (m)	Xp(mm)	Taylor-Schwarz
0,00710144	6.010	1,960	47	350,1	0,71%
Factor	Suelo 1	Suelo2	Suelo3	Suelo4	Los valores de N. según el tipo de suelo son: Bosques natural I
%	87,50	79,00	0,00	0,00	
	50%	50%	0%	0%	
N=		83,25	83,25		

METODO RACIONAL BASICO						
Tiempo de concentración según la fórmula de:						
Rowe:	Kirpich:	Chow (<250):	Chow (>250):	Chow	SCS:	
1,70	1,77	1,47	2,92	1,47	1,66	
1	2	3	4	5	6	
Promedios de los tiempos de concentración obtenidos:						
Todos	R-K-CH	Chow	Otro			
1,65	1,64	1,47				
	7	8,00	9	10		
Escribe el numero de la opcion que quieras usar						2
El valor del tiempo de concentración en hrs es:						1,77

Valores obtenidos con el Método Racional Básico:							
e=	K=	Xa (mm) =	Ye (mm)=	Y (mm) =	K'=	Zi=	Cr (Coef.esc.)
0,62	39,51	127,95	0,2125	0,38	1,91	4,47	0,89
Pe (mm)	Ce=	C (prom.)=	Pmc (mm)=	u=	m=		Q (máx)=
82,09	0,64	0,76	348,74	0,40	0,08	1,50	22,52

Valores obtenidos con el Método Ven Te Chow:						Tc= elección	3
tc=	tr=	tp=	de=	tb=	de/tr=	Z=	Pe=
1,47	1,47	2,09	2,42	5,59	1,65	0,94	82,09

PARÁMETROS DE RACIONAL BÁSICO						Calculando la pérdida por evaporación en Ye (mm):	
Zonas	Secas	Áridas	Calientes	Húmed-cal.	Frias		
Constante:	0,2500	0,2125	0,1750	0,1375	0,1000		
Eligir:	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		
Escribe el numero de la opcion que quieras usar:						2	
Calculando la pérdida por infiltración Zi, donde u=						0,4	
Calculando la absorción o infiltración de la lluvia en el suelo en 24 hrs							
Z	Constante (mm/hr)						
Suelos finos arcillos y algunos salinos	0.5-1.0						
suelos francos (areno-limo-arcillosos)	1.0 a 2.0						
Suelos areno-limosos	2.0 a 3.0						
Suelos arenosos, gruesos y profundos	3.0 a 4.0 ó más						
Calculando la pérdida por infiltración Z						0,75	
Suelo duro, seco, compacto, vegetación rala y sin depresiones						0 - 0.05	
Suelo compacto, veg.normal, saturados, con algunas depresiones en la sup.						0.05 - 0.10	
Suelos labrados, cultivados, saturados y según la rotura del suelo						0.10 - 0.30	
Elige el valor de m:						0,08	
Valores de □ para un tipo de curva							
Parábola	1,50	Para cuencas que por las condiciones del cauce y cubierta vegetal es de esperarse un efecto atenuador sobre el pico de la creciete.					
Triángulo Isosceles h Coseno	2,00	Cuenas en condiciones normales del cauce y cubierta vegetal, impermeable, cauce profundo y sin zonas de inundación.					
Probabilidad	2,40	Cuenas pequeñas de escasa vegetación, impermeable, cauce profundo y sin zonas de inundación					
Escribe el valor de □						1,50	



METODO TRIANGULAR UNITARIO

Tiempo de concentración según la fórmula de:

Rowe:	Kirpich:	Chow (<250):	Chow (>250):	Chow	SCS:
1	2	3	4	5	6
1,70	1,77	1,47	2,92	1,47	1,66

Promedios de los tiempos de concentración obtenidos:

Todos	R-K-CH	Chow	Otro
1,65	1,64	1,47	
7,00	8,00	9,00	10

Se recomienda Kirpich (No.2)

Escribe el numero de la opción que quieras usar:

El valor del tiempo de concentración en hrs es:

METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR UNITARIO

Xa	C	α	1er inc. (Pe)	2do inc. (Pe)	3er inc.(Pe)	4to inc.(Pe)	5°inc.(Pe)
127,95	0,64	1,00	-	0,41	5,52	22,67	42,63
6°inc.(Pe)	7°inc.(Pe)	8°inc.(Pe)	Pérd.(mm/hr)	qunit (m ³ /seg)	tc	tp=	tb=
9,87	1,56	0,02	82,02	0,39	1,77	1,39	2,77
Q (avenida)	1er inc. (Pe)	2do inc. (Pe)	3er inc.(Pe)	4to inc.(Pe)	5°inc.(Pe)	6°in c.(Pe)	7°inc.(Pe)
	0,00	0,16	2,17	8,91	16,75	3,88	0,61
Después de 253 iteraciones con incrementos de				0,19 mm se definió el siguiente hietograma			
Índice de infiltración=			82,02	Coeficiente de infiltración		0,64	

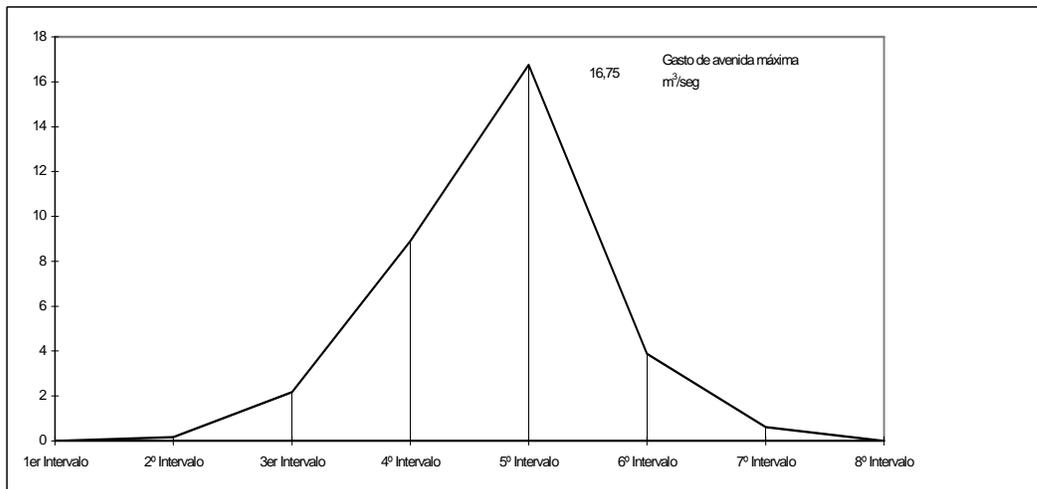
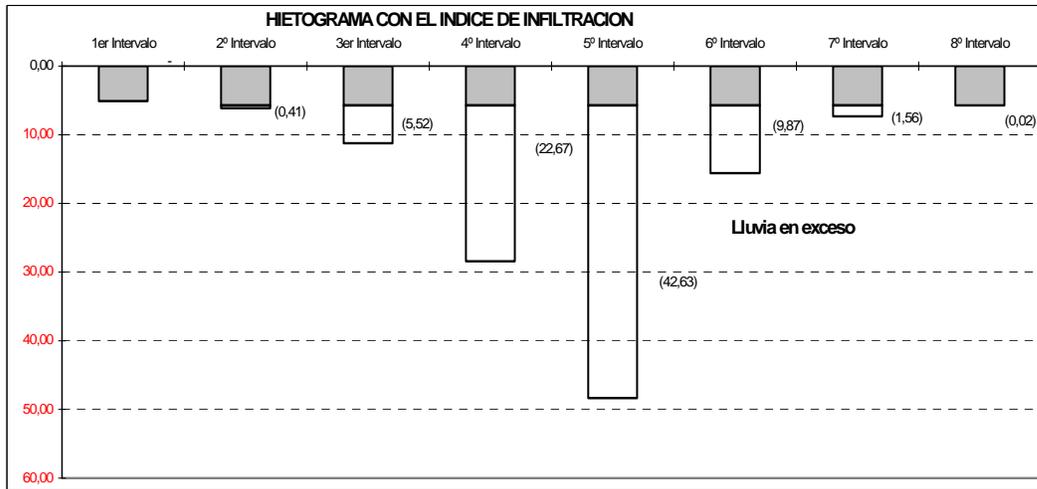
METODO DEL HIETOGRAMA TRIANGULAR UNITARIO

Arroyo No. 1

0



Después de 253 iteraciones con incrementos de 0,19 se definió el siguiente hietograma
 Índice de infiltración= 82,02 Coeficiente de infiltración 0,64



PENDIENTE MEDIA TAYLOR-SCHWARS					
DSITANCIA	DESNIVEL	PENDIENTE	Lm (S ^{1/2})		COTA
2,000	20	0.010000	20,000.00	1	120
2,310	20	0.0008658	24,825.78	2	100
1,700	7	0.004118	26,492.59	3	80
					73
6,010	47	0.022776	71,318.37		
PENDIENTE			0.710%		

Arroyo No. 2

58,35	49,26	54,35	
racional	chow	unitario	

Los valores obtenidos en el método de Gumbel, Nash y Levediev son:

ESTACION CLIMATOLOGICA MARTINEZ

Gumbel	Nash	Lebediev	Prom.todos	Gumb-Nash	Gumb-Lebed.	Nash-Lebed.	Otro
339,36	353,04	347,22	346,54	346,20	343,29	350,13	
1	2	3	4	5	6	7	8
Escribe el numero de la opcion que quieras usar						7	Tr= 100

Valores de la estadística aplicada a:							
Tr (años)=	Xn=	Qn=	Pm (mm)=	n (datos)	□Desv.St.=	Xp (mm)=	Ac1(aport.)
100	0,54100	1,13130	137,97	36	56,1280	350,1	7,79

Dame las características de la cuenca					
S	Cauce (m)	Ac (kms)	Desn (m)	Xp(mm)	Taylor-Schwars
0,00438317	16.050	7,790	95	350,1	0,44%
Factor %	Suelo 1	Suelo2	Suelo3	Suelo4	Los valores de N. según el tipo de suelo son: Bosques natural I
	87,50	79,00	0,00	0,00	
	50%	50%	0%	0%	
N=		83,25	83,25		

METODO RACIONAL BASICO

Tiempo de concentración según la fórmula de:					
Rowe:	Kirpich:	Chow (<250):	Chow (>250):	Chow	SCS:
4,03	4,54	3,23	6,39	3,23	3,94
1	2	3	4	5	6
Promedios de los tiempos de concentración obtenidos:					
Todos	R-K-CH	Chow	Otro		
3,93	3,93	3,23			
	7	8,00	9	10	
Escribe el numero de la opcion que quieras usar					2
El valor del tiempo de concentración en hrs es:					4,54

Valores obtenidos con el Método Racional Básico:

e=	K=	Xa (mm) =	Ye (mm)=	Y (mm) =	K'=	Zi=	Cr (Coef.esc.)
0,67	40,17	200,78	0,2125	0,96	1,91	7,87	0,88
Pe (mm)	Ce=	C (prom.)=	Pmc (mm)=	u=	m=	□	Q (máx)=
150,26	0,75	0,81	347,37	0,40	0,08	1,50	58,35

Valores obtenidos con el Método Ven Te Chow:

				Tc= elección	2		
tc=	tr=	tp=	de=	tb=	de/tr=	Z=	Pe=
4,54	4,54	4,85	4,26	12,96	0,94	0,65	150,26

PARÁMETROS DE RACIONAL BÁSICO

Zonas	Secas	Áridas	Calientes	Húmed-cal.	Frias
Constante:	0,2500	0,2125	0,1750	0,1375	0,1000
Eligir:	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Escribe el numero de la opcion que quieras usar:					2
Calculando la pérdida por infiltración Zi, donde u=					0,4
Calculando la absorción o infiltración de la lluvia en el suelo en 24 hrs					
Z	Constante (mm/hr)				
Suelos finos arcillos y algunos salinos	0.5-1.0				
suelos francos (areno-limo-arcillosos)	1.0 a 2.0				
Suelos areno-limosos	2.0 a 3.0				
Suelos arenosos, gruesos y profundos	3.0 a 4.0 ó más				
Calculando la pérdida por infiltración Z					0,75
Suelo duro, seco, compacto, vegetación rala y sin depresiones					0 - 0.05
Suelo compacto, veg.normal, saturados, con algunas depresiones en la sup.					0.05 - 0.10
Suelos labrados, cultivados, saturados y según la rotura del suelo					0.10 - 0.30
Elige el valor de m:					0,08
Valores de □ para un tipo de curva					
Parábola	1,50	Para cuencas que por las condiciones del cauce y cubierta vegetal es de esperarse un efecto atenuador sobre el pico de la creciente.			
Triángulo Isosceles h Coseno	2,00	Cuencas en condiciones normales del cauce y cubierta vegetal, impermeable, cauce profundo y sin zonas de inundación.			
Probabilidad	2,40	Cuencas pequeñas de escasa vegetación, impermeable, cauce profundo y sin zonas de inundación			
Escribe el valor de □					1,50



METODO TRIANGULAR UNITARIO

Tiempo de concentración según la fórmula de:

Rowe:	Kirpich:	Chow (<250):	Chow (>250):	Chow	SCS:
4,03	4,54	3,23	6,39	3,23	3,94
1	2	3	4	5	6

Promedios de los tiempos de concentración obtenidos:

Todos	R-K-CH	Chow	Otro
3,93	3,93	3,23	
7,00	8,00	9,00	10

Se recomienda Kirpich (No.2)

Escribe el número de la opción que quieras usar:

El valor del tiempo de concentración en hrs es:

METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR UNITARIO

Xa	C	ξt	1er inc. (Pe)	2do inc. (Pe)	3er inc. (Pe)	4to inc. (Pe)	5° inc. (Pe)
200,78	0,75	1,00	1,73	3,34	11,37	38,27	69,60
6° inc. (Pe)	7° inc. (Pe)	8° inc. (Pe)	Pérd. (mm/hr)	qunit (m³/seg)	tc	tp=	tb=
18,20	5,14	2,74	150,18	0,78	4,54	2,77	5,54
Q (avenida)	1er inc. (Pe)	2do inc. (Pe)	3er inc. (Pe)	4to inc. (Pe)	5° inc. (Pe)	6° in c. (Pe)	7° inc. (Pe)
	1,35	2,61	8,88	29,89	54,35	14,21	4,02

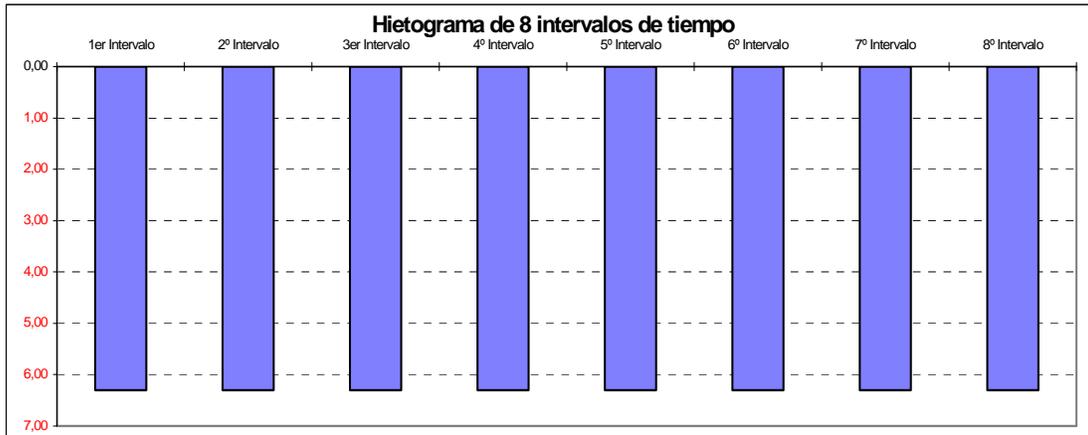
Después de 253 iteraciones con incrementos de 0,30 mm se definió el siguiente hietograma

Índice de infiltración=	150,18	Coficiente de infiltración	0,75
-------------------------	--------	----------------------------	------

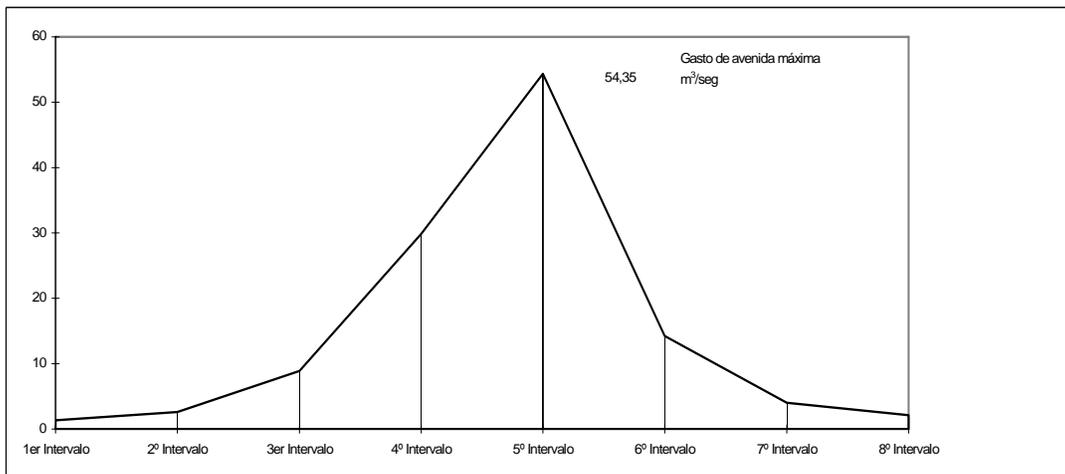
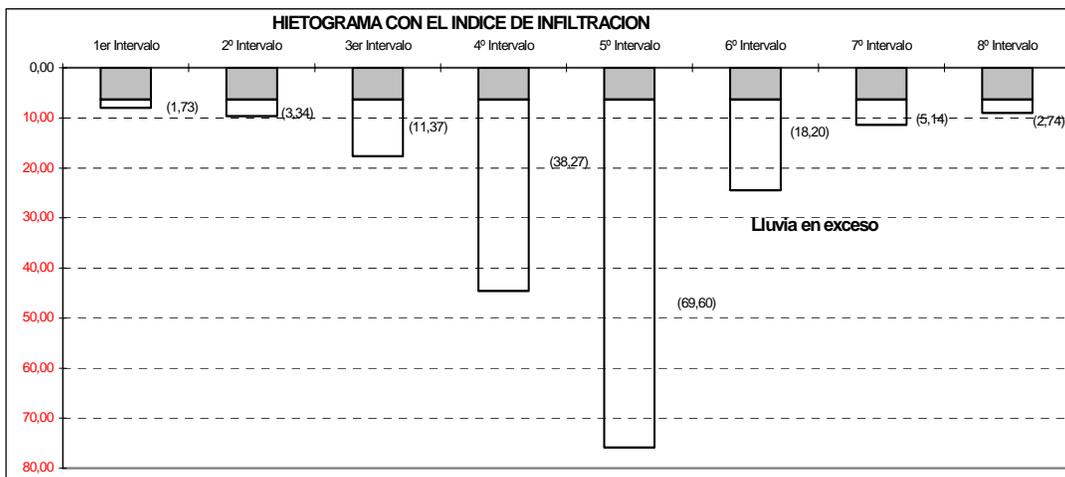
METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR UNITARIO

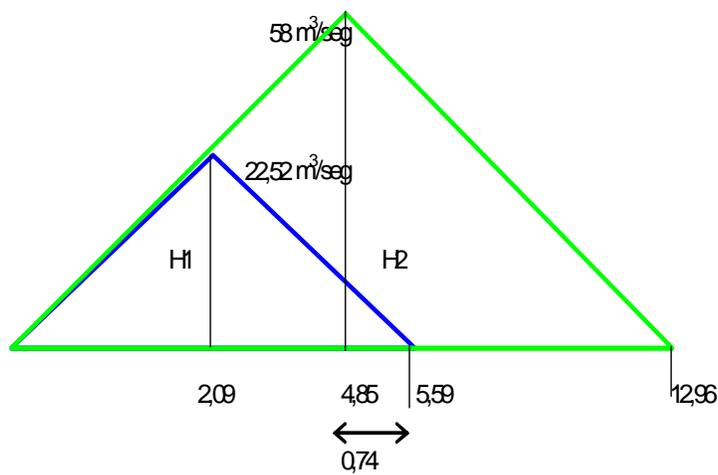
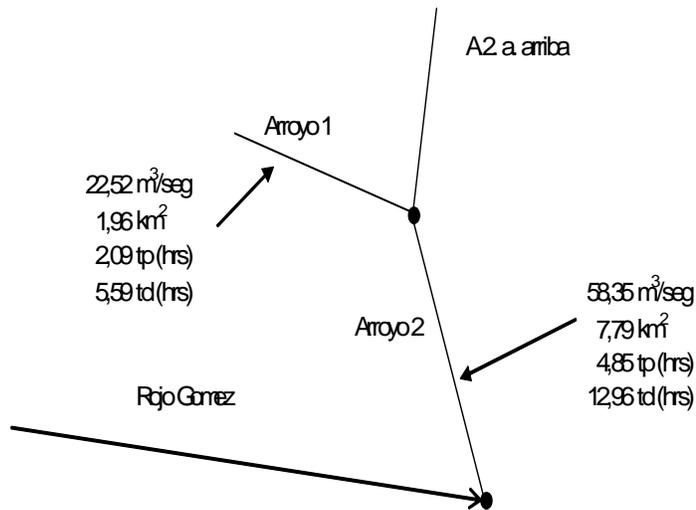
Arroyo No. 2

0



Después de 253 iteraciones con incrementos de 0,30 se definió el siguiente hietograma
 Índice de infiltración= 150,18 Coeficiente de infiltración 0,75





Relación H1	6,434	4,76 m³/seg	H1	22,52 m³/seg
H2		58,35 m³/seg	Relación H2	12,031
Gasto de diseño =		<u>63</u>		<u>48</u>

Es mayor el gasto generado con el pico H2 y el correspondiente del H1

El gasto que transitaría por el Arroyo 2 es de: **63 m³/seg**

Estación climatológica Martínez de la Torre (datos anuales)

Para 100 años

BIBLIOGRAFIA

- Rafael Heras: "Manual de Hidrología". Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid.1970. 30-50 pp.
- Rolando Springall: "Hidrología". Universidad Autónoma de México. 1976. 10-22 pp.
- Ven Te Chow, Maidment y Mays; "Hidrología Aplicada", Editorial McGraw-Hill, (1994) Bogotá (Colombia). 80-112 pp.
- Linsley, Kholer y Paulus; "Hidrología para Ingenieros", Editorial McGraw-hill, (1982) Bogotá (Colombia). 75-79 pp.
- Instituto de Hidrología, "Meteorología y Estudios Ambientales", República de Colombia Ministerio del Medio Ambiente. 25- 40 pp.
- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigación Eléctrica, "Manual de diseño de obras civiles Hidrotecnia", A .1.5 Relación entre precipitación y escurrimiento. 30-54 pp.
- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigación Eléctrica, "Manual de diseño de obras civiles Hidrotecnia", A .1.10 Avenida de diseño. 60-75 pp.
- Aparicio Mijares, Francisco Javier, Fundamentos de Hidrología de Superficie. Novena Impresión. México 2001, editorial Limusa, 14-25 pp.
- Secretaria de Comunicaciones y Transportes, "Manual de proyecto para carreteras, Análisis hidrológicos", Estudios hidráulicos - hidrológica para puentes. 100pp.
- Ray E. Linsley, Joseph B. Franzini, "Ingeniería de los recursos hidráulicos", Ed. Continental S.A. de C.V México. 791 pp.
- Comisión Nacional de Agua (CNA), Gerencia de Normas Técnicas de la Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, "Lineamientos Técnicos Para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable Y Alcantarillado Sanitario", Segunda Edición, México 1994, editorial CNA, de 1.3-1.5, 3.1-3.46 y 6.1-6.36.
- Ven Te Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos", Santa fe de Bogotá, Colombia 1994, editorial McGraw Hill, 19-34 pp.
- Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", Singapur 1986, editorial McGraw Hill, 108-123 pp.
- Estados Unidos Mexicanos, Secretaría de Industria y Comercio (SECOFI), Dirección General de Estadística, "Localidades por Entidades Federativas y Municipios con Algunas Características de su Población y Vivienda", 1973 Volumen II, Hidalgo a Oaxaca, México, editorial Talleres Gráficos de la Nación, 316, 358 y 359 pp.
- Estados Unidos Mexicanos, Secretaría de Industria y Comercio (SECOFI), Dirección General de Estadística, "VIII Censo General de Población", 1960, Tomo I,, México , editorial Talleres Gráficos de la Nación, 23 y 24 pp.

Gardea Villegas, Humberto, "Hidráulica de Canales", 1995 México, UNAM Facultad de Ingeniería, 42-44 pp.

Guide R., L., "Diccionario Técnico y de ingeniería, Español - Inglés e Inglés - Español", 1998 México, editorial Compañía Editorial Continental, S. A. de C. V.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), "Estado de México Resultados Definitivos Tomo I. Tabulaciones Básicas. XI Censo General de Población v Vivienda". 1990, México, edición completa, editorial Tres del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 19, 67 y 69 pp.

Instituto Nacional de Estadística, "Geografía e Informática (INEGI), X Censo General de Población v Vivienda 1980", Volumen I, 1984 México, editorial Talleres del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 23, 73 y T6 pp.

Laborda, Javier, "Diccionario de Sinónimos y Antónimos", 1989 México, Grupo Editorial Océano.

Diario Oficial de Federación, "Ley de Aguas Nacionales", publicada en el el 1 de diciembre de 1992.

Monsalve Saenz, Germán, "Hidrología en la Ingeniería". editorial Alfa Omega Grupo Editor, S.A. de C.V. 2a Edición, 1999 Impreso en Colombia, , 21-29 pp.

Presidencia Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, "Los Municipios del Estado de México", 1ª edición, 1988, editorial Talleres Gráficos de la Nación, México, 123-127, 460-463, 479-483 pp

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), "Normas del Proyecto para obras del Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana", 1988, Editorial Departamento de Ingeniería Sanitaria, México, División Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería UNAM, de 9-16, 21-25, 71-76.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), "Normas Para Construcciones e Instalaciones Carreteras v Aeropistas - Terracerías", Libro 3, parte 3.01 Título 3.01.01, MEXICO 1984, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "VII Reunión Nacional de Mecánica de suelos", Guadalajara 74 México 1974 se imprimió en los Talleres Gráficos de la Nación, 68-69 y 75-125 pp.

Trueba Coronel, Samuel, "Hidráulica", 1991, editorial Continental, México 184, 251-252 pp.

V. Giles, Ronald, "Mecánica de los Fluidos e Hidráulica", 1991, editorial McGraw Hill, México, 161-163 pp

<http://www.cna.gob.mx>

<http://www.conapo.gob.mx>