

20
24



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" A R A G O N "**

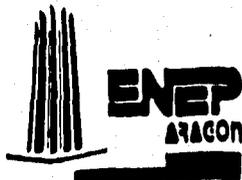
**" MATERIAL DE APOYO PARA LA
ASIGNATURA DE HIDROLOGÍA
DE LA CARRERA DE INGENIERO
CIVIL "**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

SALVADOR GÓMEZ VALDÉS



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

SAN JUAN DE ARAGON ESTADO DE MEXICO 1996.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

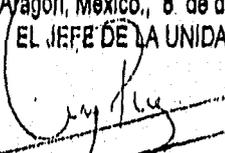
UNIDAD ACADÉMICA

Ing. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 8 de diciembre del año en curso, por la que se comunica que el alumno SALVADOR GOMEZ VALDES, de la carrera de INGENIERO CIVIL, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "MATERIAL DE APOYO PARA LA ASIGNATURA DE HIDROLOGIA DE LA CARRERA DE INGENIERO CIVIL", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del examen profesional.

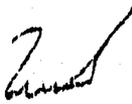
Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 8 de diciembre de 1995
EL JEFE DE LA UNIDAD


Lto. ALBERTO BARRA ROSAS

o p Asesor de Tesis.
o p Interesado.

AIR/vr



A mis padres:

Salvador Gómez Izazaga y
Antonia Valdez Mendoza
por su valioso apoyo y cariño.

A mis Hermanos:

Saul
Ulises
Gerard
Ivette
por ser para mí un importante estímulo.

**A mi familia y amigos
con cariño.**

Con respeto y agradecimiento al Ing. Manuel Martínez Ortiz director de este trabajo.

Al Ing. Teodolfo Martínez Toledano por su valiosa ayuda para la realización de esta tesis.

Con aprecio y estimación a Edmídia López Jiménez por ser una persona con la que siempre he podido contar.

A la Universidad con cariño y agradecimiento.

MATERIAL DE APOYO PARA LA ASIGNATURA DE HIDROLOGÍA

	PÁGINA
<u>INTRODUCCIÓN.</u>	6
 CAPITULO I	
<u>ANTECEDENTES.</u>	9
1.1.- ASPECTOS GENERALES.	10
1.2.- EL CICLO HIDROLÓGICO.	29
1.3.- DISTRIBUCIÓN Y USO DEL AGUA EN MÉXICO.	33
1.3.1.- ASPECTOS FUNDAMENTALES.	35
 CAPITULO II	
<u>FISIOGRAFIA DE LA CUENCA HIDROLÓGICA.</u>	37
2.1.- CONCEPTO DE CUENCA.	38
2.1.1.- ASPECTOS DE UNA CUENCA.	38
2.2.- CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA Y DE LOS CAUSES.	39
2.2.1.- ÁREA DE UNA CUENCA.	39
2.2.2.- FORMA DE LA CUENCA.	40
2.2.3.- PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA.	42
2.2.3.1.- CRITERIO DE ALVORD.	42
2.2.3.2.- CRITERIO DE HORTON.	44
2.2.3.3.- CRITERIO DE NASH.	46
2.2.4.- ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.	47
2.2.5.- RED DE DRENAJE.	47
2.2.6.- PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL.	53
2.2.7.- CLASIFICACIÓN DE LAS CORRIENTES.	55

CAPITULO III

<u>PRECIPITACIÓN.</u>	57
3.1.- ELEMENTOS DE HIDROMETROLOGÍA.	58
3.1.1.- DEFINICIÓN.	60
3.1.1.1.- PRECIPITACIÓN POR CONVECCIÓN.	61
3.1.1.2.- PRECIPITACIÓN OROGRAFICA.	61
3.1.1.3.- PRECIPITACIÓN CICLONICA.	61
3.2.- MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN.	63
3.3.- ANÁLISIS DE DATOS DE PRECIPITACIÓN, LLUVIA MEDIA, CURVA MASA MEDIA. INFERENCIA DE DATOS FALTANTES. AJUSTE DE REGISTROS. CURVA ALTURA DE PRECIPITACIÓN - ÁREA - DURACIÓN. TRANSPOSICIÓN DE TORMENTAS. CURVA DE INTENSIDAD - DURACIÓN - PERÍODO DE RETORNO.	67
3.3.1.- LLUVIA MEDIA.	67
3.3.2.- MÉTODO ARITMÉTICO.	67
3.3.3.- MÉTODO POLÍGONOS DE THIESSEN.	67
3.3.4.- MÉTODO DE LAS ISOYETAS.	68
3.3.5.- CURVA MASA MEDIA.	71
3.3.6.- DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES.	72
3.3.7.- AJUSTE DE REGISTROS DE PRECIPITACIÓN.	74
3.3.8.- CURVA ALTURA DE PRECIPITACIÓN - ÁREA - DURACIÓN.	75
3.3.9.- PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE.	79
3.3.10.- CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO.	83

CAPITULO IV

<u>ESCURRIMIENTO.</u>	88
4.1.- TIPOS DE ESCURRIMIENTO.	89
4.2.- AFORO DE CORRIENTES.	97
4.2.1.- MÉTODO DE SECCIONES DE CONTROL	98
4.2.2.- MÉTODO RELACIÓN SECCIÓN - PENDIENTE.	101
4.2.3.- MÉTODO DE RELACIÓN SECCIÓN - VELOCIDAD.	104
4.2.4.- OBTENCIÓN DE CURVAS ELEVACIÓN - GASTO.	106

CAPITULO V

INFILTRACIÓN.

	112
5.1.- ASPECTOS GENERALES.	113
5.2.- MEDICIÓN DE LA INFILTRACIÓN.	113
5.2.1.- CRITERIO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN MEDIA.	115
5.2.2.- CRITERIO DE UNITED STATES SOIL CONSERVATION SERVICE.	117
5.3.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN EN UNA CUENCA.	120
5.4.- INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.	122

CAPITULO VI

EVAPORACIÓN.

	123
6.1.- ASPECTOS GENERALES.	124
6.2.- CÁLCULO Y MEDICIÓN DE LA EVAPORACIÓN.	124
6.2.1.- THORTWAITE - HOLZMAN.	125
6.2.2.- EVAPORACIÓN NETA.	126
6.2.3.- FORMULA DE MEYER.	127
6.3.- USO CONSUNTIVO.	128
6.4.- EXTRACCIONES DE UN ALMACENAMIENTO PARA RIEGO. LEY DE DEMANDAS.	132
6.4.1.- FORMULA DE LOWRY Y JOHNSON.	132
6.4.2.- FORMULA DE THORNTWAITE.	133
6.4.3.- FORMULA DE BLANEY - CRIDDLE.	134
6.4.4.- FORMULA DE TURC.	135

CAPITULO VII

<u>AVENIDAS DE DISEÑO.</u>	138
7.1.- ESTIMACIÓN DE GASTOS MÍNIMOS.	139
7.2.- MÉTODOS EMPÍRICOS.	140
7.3.- MÉTODOS ESTADÍSTICOS Y PROBABILÍSTICOS.	140
7.3.1.- MÉTODO DE GUMBEL.	140
7.3.2.- MÉTODO DE NASH.	142
7.3.3.- MÉTODO DE LEVEDIEU.	143
7.4.- HIDROGRAMA UNITARIO.	150
7.4.1.- FÓMULA RACIONAL.	151
7.4.2.- HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.	152
7.5.- HIDROLOGÍA URBANA.	155

CAPITULO VIII

<u>ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS.</u>	156
8.1.- TIPOS DE ALMACENAMIENTOS Y SUS CARACTERÍSTICAS.	157
8.2.- CAPACIDAD DE AZOLVES Y NIVELES DE AGUAS MÍNIMAS (NAMIN).	159
8.3.- VOLUMEN ÚTIL Y NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS DE OPERACIÓN (NAMO).	159
8.4.- FUNCIONAMIENTO DE VASOS.	161
8.5.- TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS Y NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (NAME).	163
8.6.- BORDE LIBRE.	166

CAPITULO IX

<u>TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUSES.</u>	167
9.1.- ASPECTOS GENERALES.	168
9.2.- MÉTODOS HIDROLÓGICOS.	169
9.3.- DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS HIDRÁULICOS.	170
9.4.- TABLAS.	176
<u>CONCLUSIONES.</u>	193
<u>BIBLIOGRAFÍA.</u>	196
<u>PROGRAMAS.</u>	197

INTRODUCCIÓN.

Objetivo: Definir los motivos de la realización de este trabajo y su estructura .

INTRODUCCIÓN.

Después de haber cursado la materia de "HIDROLOGÍA" con algunos problemas debido a la escasa bibliografía, estar en diferentes idiomas y ha que esto en muchos casos aumenta alto costo de los libros, me surge la idea de realizar un trabajo, que proporcione a los estudiantes de la licenciatura en ingeniería civil, de sexto semestre principalmente, material de estudio para la materia. Sin limitar su uso para consultas y apoyos posteriores.

Realizando una recopilación de los apuntes, ejercicios y programas que permitirán la mejor comprensión de temas complejos y repetitivos, ahorrando tiempo, para que el lector se dedique por completo al estudio del análisis de la información fisiográfica e hidrológica de una cuenca y su aplicación en el dimensionamiento de obras hidráulicas de aprovechamiento y defensa. Sin olvidar la importancia de elaborar un juicio crítico de los resultados obtenidos y la correcta introducción y selección de los datos del análisis.

Como su título lo dice "MATERIAL DE APOYO PARA LA ASIGNATURA DE HIDROLOGÍA DE LA CARRERA DE INGENIERO CIVIL", se apega al temario de la asignatura de "HIDROLOGÍA", utilizando la siguiente estructura:

INTRODUCCIÓN.

Objetivo: Definir los motivos de la realización de este trabajo y su estructura .

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

Objetivo: Conocer la función de la hidrología en diseño de obras hidráulicas.

CAPITULO II.- FISIOGRAFIA DE LA CUENCA HIDROLÓGICA.

Objetivo: Interpretar la información fisiográfica de las cuencas y de los causes para usarla en los análisis hidrológicos.

CAPITULO III.-PRECIPITACIÓN.

Objetivo: Analizar los datos de precipitación para su uso como elemento de diseño hidráulico.

CAPITULO VI.-EVAPORACIÓN.

Objetivo: Analizar los datos de escurrimiento para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO V.- INFILTRACIÓN.

Objetivo: Analizar los datos de infiltración para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO VI.- EVAPORACIÓN.

Objetivo: Analizar los datos de evaporación para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO VII.- AVENIDAS DE DISEÑO.

Objetivo: Determinar la avenida de diseño para obras hidráulicas.

CAPITULO VIII.- ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS.

Objetivo: Determinar la capacidad útil y de regulación de vasos de almacenamiento para aprovechamientos hidráulicos de propósito múltiple.

CAPITULO IX.- TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUSES.

Objetivo: Analizar el tránsito de avenidas en causes con el propósito de aplicación en el diseño de obras hidráulicas de defensa.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFÍA.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

Objetivo: Conocer la función de la hidrología en diseño de obras hidráulicas.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

I.1.- Aspectos generales:

DESARROLLO HISTÓRICO DE LA HIDROLOGÍA

Desarrollo anterior a la Revolución Industrial.

Una por una las artes de la ingeniería han dado nacimiento a las ciencias, el orden de su evolución ha dependido de la complejidad del fenómeno implicado, este ha hecho que el arte del ingeniero evolucione para constituir una ciencia lógica.

En consecuencia no debe sorprender que la hidrología como ciencia no empezara a desarrollarse sino hasta el siglo XVII. Su predecesora, la ingeniería hidrológica, con obras, por ejemplo, para la conservación del abastecimiento del agua, el mejoramiento de los cauces, la construcción de bordos y diques para defensa contra inundaciones y los canales para riego de cosechas, en la época antes citada, ya había sido practicada hacia un mínimo de 5000 años.

Es instructivo revisar la historia precientífica de la ingeniería hidrológica e hidráulica. Los proyectos y obras construidas por nuestros antepasados más remotos poseen un notable aire de modernidad y sus logros solo han sido igualados durante los últimos 100 años. La principal diferencia entre nuestros proyectos y los suyos, debe encontrarse en nuestra mayor capacidad para mover la tierra y en nuestros recientes avances en el campo de las comunicaciones. El Sr. Drower analiza el abastecimiento de agua y el riego en la era anterior al año 500 a de J.C. y el autor de este texto esta en deuda con el en lo que respecta a mucho material de los párrafos siguientes.

Las primeras civilizaciones en los áridos Valles del Nilo y de los ríos Tigris y Eufrates dependieron del riego. Indudablemente solo cuando el hombre tuvo mayor habilidad para regar pudo alcanzar niveles más altos de civilización. Los primeros intentos en esta dirección indudablemente también ocurrieron en el Egipto predinástico (antes del reino antiguo, alrededor de 3400 a de J.C.) El sistema de riego por melgas o cajas denominado faraónico se halla como mínimo en el tiempo de Menes, el legendario primer faraón que capto las aguas del Nilo y controló sus avenidas.

El riego por cajas consistía en dividir a la planicie inundada en un tablero de ajedrez de superficies bordeadas con áreas variables desde aproximadamente 1000 hasta 4000 acres¹. Durante las avenidas, las grandes melgas bordeadas se llenaban con las aguas de los derrames o desbordes del río Nilo y esta agua era retenida sobre el terreno cerrando las aberturas en los diques y bordos. Después de que la tierra había sido completamente saturada, el agua era drenada y llevada hacia partes bordeadas más bajas o hacia el río para que pudiera efectuarse la siembra. Cada año las aguas de inundación depositaron una delgada capa de limo orgánico que enriqueció el suelo y subió su nivel. Los cálculos basados en una serie casi ininterrumpida de registros durante el periodo de 1300 años después de la conquista árabe, muestra que el limo depositado en el Valle del Nilo ha levantado la cota del terreno aproximadamente 2.40 M. Por extrapolación podemos concluir que en los tiempos faraónicos la planicie de inundación pudo haber estado cerca de 6.00 M más bajo que el nivel actual.

Los primeros egipcios inmediatamente se vieron ante un problema de la hidrología: la determinación de la altura o nivel probable de la hidrología: la determinación de la altura o nivel probable de la avenida y, por lo tanto, la estimación de la superficie que quedaría inundada en cualquier tramo del río. Además hasta un determinado punto, mientras más alto fuera el nivel de la avenida, mayor sería la cantidad de tierra que podría cultivarse, y arriba de ese punto la inundación sería muy grave: los bordos de los diques serían rebasados, ocurrirían deslaves y el área que pudiera regarse sería menor. En esa forma un nivel demasiado alto o demasiado bajo significaría hambre. Por otro lado un tirante con nivel exacto en cierto sitio podría significar una inundación aceptable en otro lugar. En esa forma la falla de las obras de riego en un punto podría no significar desastre si pudieran hacerse arreglos aguas abajo para el cultivo de superficies adicionales de terrenos más altos. Por consiguiente, los egipcios fueron forzados a diseñar un sistema para medir y registrar la altura del Río Nilo en muchos puntos y poder comparar diariamente las elevaciones del río con los registros de los anteriores. Guiados por esta información pudieron prever las marcas probables de los niveles máximos con cierta precisión en cualquier punto aguas abajo.

Por la época de la doceava dinastía (alrededor de 2000 a de J.C.) se registraban datos de agua arriba hasta la segunda catarata cerca de la frontera actual egipcio - sudanesa, los registros o lecturas grabadas en la roca han sido descubiertos. La información desde puntos tan alejados aguas arriba pudo enviarse rápidamente al faraón y hacerse los preparativos para recibir las aguas altas antes de que estas llegaran. Un paralelo de estas operaciones puede encontrarse en las que se hacen en Tennessee Valley Authority, que mantiene las escalas en el río, en los tramos superiores del Valle del

¹ Acre.- Medida agraria Inglesa equivalente a 40 áreas y 47 centiáreas (centésima parte del área, equivalente a un metro cuadrado).

Tennessee. Los datos obtenidos con estos instrumentos de medida son transmitidos al centro de computación, en forma que las predicciones y los preparativos consecuentes aguas abajo pueden hacerse. Sin embargo, en sus previsiones sobre avenidas, los egipcios gozaron de una ventaja: el Nilo es un río mucho más regular y fácil para hacer predicciones que el río Tennessee.

En el valle de los ríos Eufrates y Tigris ocurrió un desarrollo similar en los tiempos anteriores a la época Sumaria. Hay evidencia de que muy antes del año 3000 a de J. C., los terrenos pantanosos de la tierra baja del golfo pérsico y las partes más bajas del Eufrates ya habían sido bonificados. Estos pueblos habían aprendido a drenar y regar la tierra por medio de canales, cuyas huellas de acuerdo con Sarton, todavía pueden verse desde el avión. En algunos aspectos, estas obras de riego y de drenaje son más dignas de admiración que las de Egipto. Por una parte la hidrología de estos ríos gemelos es mucho más compleja y menos fácil de predecir que la del Nilo, además, las aguas del sistema Tigris - Eufrates acarrean aproximadamente cinco veces más la concentración de azolve, los linderos quedaron sepultados y es necesaria la conservación o reconstrucción de los canales. Los ríos gemelos llevan agua con un grado más alto de mineralización que la del Nilo y necesitan sobreriego y drenaje subterráneo para contrarrestar las excesivas concentraciones de sales en el suelo.

Las avenidas en mesopotamia eran anuales y representaban un peligro casi impredecible. En tanto que las avenidas sobre los dos ríos ocurrieron fuera de fase, las cosas pudieron controlarse, pero cuando las avenidas de ambos ríos desbastadores. El temor a la inundación siempre estuvo presente con los sumerios y con sus sucesores los babilonios. La historia de Noé se deriva de la leyenda sumeria sobre la más grande de todas las inundaciones. En una época muy temprana se estableció un sistema para rodear a todas las ciudades y pueblos de la Mesopotamia por medio de altos bordos sólidos o con muros. Estas obras sirvieron para proteger a sus constructores contra las inundaciones, así como contra los invasores humanos. Es valioso hacer notar que los Persas vinieron desde las tierras altas hacia el norte no construyeron ciudades amuralladas hasta después de que habían conquistado a la Babilonia.

La conquista de la Mesopotamia por Hammurabi (alrededor de 1760 a. de J. C.) condujo hacia un fuerte y centralizado control de agua. Varias de las leyes de este código se refieren al riego: cada hombre tenía que conservar parte del dique y del sistema de zanjas en buen estado y si no lo hacía, tenía que recompensar a los agricultores vecinos cuyas tierras sufrieran daños por las inundaciones. Las cartas reales a los gobiernos locales muestran que cada distrito era responsable de la conservación de sus propios canales. En una carta al rey se quejaba de que el lecho de un canal había sido limpiado imperfectamente y que las embarcaciones no pudieron entrara la ciudad de Erech. El gobernador recibió la orden de resolver a la situación en un plazo de tres días empleando a todos los

hombres a su disposición. Aunque no han sobrevivido los registros, evidentemente el estado del arte de la ingeniería hidrológica estuvo en un alto nivel. Actualmente cerca de 4000 años después, la influencia de Hammurabi sobre el desarrollo de los recursos hidráulicos de las tierras áridas, todavía constituye una evidencia.

La capacidad o refinamiento de los primeros mesopotámicos en el campo de la irrigación se muestra por un mapa de una región cerca de Nippur. La tografía del registro o título de la propiedad original (de arcilla cocida) y la traducción probable se encuentra en la figura 1. Esta tableta de arcilla probablemente fue una parte de Nippur oficial equivalente al registro del valuador actual para impuestos de municipios o condados. La mayoría de la propiedad privada va marcada con la "habitación" u "oficina central" del propietario.

La hidráulica del sistema de riego y drenaje no están bien definida por este plano de la propiedad. Es de presumirse que durante un periodo de altos niveles en el río se permitiera entrar el agua al canal de Hamri desde el cual sería distribuida a canales llamados indistintamente canales o riego. Las "corrientes pudieron haber sido zanjas de drenaje para emplearse durante los niveles bajos del río y sacar el agua de las regiones cultivadas. Los bordos de tierra pudieron no haber sido muy altos (aunque probablemente se vieron cubiertos por hierbas y cañas), y las parcelas deben haber sido regularmente pequeñas, posiblemente con una superficie mucho menor de 10 acres por campo regado individualmente. En un periodo largo el terreno se hubiera llenado lentamente por el depósito del azolve y los canales hubieran tenido que elevarse cada vez más, y esto a su vez hubiera reducido el área regable, por que en ausencia de bombas, la altura natural del río tendría que proporcionar la carga o energía de movimiento para forzar la entrada del agua al terreno. No hay razón para suponer que los niveles del río tendrían a ser progresivamente más altos.

Las parcelas sin nombre pudieron haber estado en el proceso de cambio de propietarios o ser objeto de litigio, en forma que el colector de impuestos o el encargado de llevar los registros pudiera haber tenido dudas sobre quien tenía la propiedad definitiva. Posiblemente la tablilla se marco como "provisional para revisar los registros de la corte al próximo año".

La capacidad o refinamiento legal y en ingeniería indicada por la tablilla es totalmente comparable a la de la época actual cuando se hacen hallarse en cualquier oficina de valuador de condado y un abogado diestro en cambios de dominio se encontraría como en su casa en el "registro de la corte" que se muestra en la figura 1. Una pregunta sin embargo, que sistema de catalogación se empleaba, si se intento algo para hacer una plana a escala y como se entrenaba a los escribas para producir tan buenos dibujos sobre tablillas de arcilla blanda. La capacidad de ingeniería hidrológica de los mesopotámicos evidentemente fue un grado alto y tampoco se desconocieron las aplicaciones

usuarios y la conservación con ciertos propósitos para la navegación en las corrientes aluviales. Pero no se dispuso el nivel general de tecnología necesaria para que una cultura destile los principios científicos por medio de una ingeniería hidrológica que tenga éxito. Por consiguiente no se desarrolló una ciencia de la hidrología que se opusiera a la regla práctica del dedo de la ingeniería hidrológica. Quizá no cometeremos mucho error si concluimos que con anterioridad a la destrucción de las obras de riego Mesopotamia por parte de los mongoles un sistema de agricultura de riego había estado en operación continua por más de 4000 años. Esto constituye un logro verdaderamente notable y proporciona una medida con la que comparar la duración de los proyectos actuales de desarrollo hidráulico.

Por medio de cualquier norma objetiva, es indudable que los egipcios y los sucesivos habitantes de la Mesopotamia, poseyeron un conocimiento excelente y suficiente de la hidráulica y de los principios hidrológicos. Si este conocimiento fue transmitido, por escrito, por medio de una combinación de métodos, esto no es claro, pero lo que sí es cierto es que estos pueblos desarrollaron unos sistemas complicados y durables para control y utilización del agua. Aun ahora, en el siglo XX, queda por demostrar si nuestros conocimientos y aplicación de los principios hidrológicos, cuando se aplican a las condiciones de zona árida, son, en cualquier forma superiores a los de esos pueblos. De paso debemos notar que desarrollos paralelos e independientes parecen haber empezado en esa época en el Valle del Río Amarillo, en China, y han continuado hasta la época actual. Conocemos mucho menos de los logros de los chinos, debido a que hay muy poca o ninguna documentación para los estudiosos occidentales.

En las regiones húmedas de Europa, en el área en el que se gestó y se desarrolló la moderna civilización occidental, no se necesitaron grandes obras hidráulicas, ni, por tanto, el conocimiento hidrológico. La ciudad fue el principal consumidor del agua, pero la cantidad necesaria era relativamente pequeña en relación con el abastecimiento fácilmente disponible. El riego no se necesitó por que la lluvia era suficiente para la producción de cosechas. Al principio de la era cristiana el sistema más grande para una ciudad fue probablemente el que abasteció de agua a Roma. Sabemos algo de este sistema por los escritos de Julio Frontinus, comisionado del agua en Roma desde el año 97 hasta el 103 a de J. C. El era responsable de la operación y conservación de los ocho acueductos que en esa época abastecían a Roma. Cinco de esos acueductos eran alimentados por manantiales y pozos artesianos y los otros por corrientes. No había ninguna obra para almacenamiento de agua fuera de las hechas por los individuos en sus casas. Aparentemente los romanos no habían adquirido conocimiento hidrológico. Ello tomaron lo que pudieron y debió a la multiplicidad y variedad de las fuentes de agua el escurrimiento tendió a ser más uniforme y menos

sujeto a variaciones extremas que si hubiera utilizado una sola fuente de abastecimiento. Ellos no dominaban ni la hidráulica elemental como puede deducirse de los intentos de Frontinus para balancear las aportaciones con las extracciones midiendo las secciones transversales del agua en los conductos de entrada y comparando estas dimensiones con aquellas de los tubos y canales que entregaban el agua a los consumidores. Frontinus concluyó (y probablemente estaba en lo justo), que el agua estaba siendo robada, pero por parte de la discrepancia puede haber reflejado su desconocimiento de la velocidad en la determinación de la cantidad de agua que fluye durante un periodo determinado a través de una área dada de la sección transversal.

Los principios de la ciencia de la hidrología, en contraste con las artes de la hidráulica y de la ingeniería hidrológica, tuvieron que esperar el final del siglo XV y el principio del siglo XVI. De acuerdo con el Sr. Meinzer, Leonardo Da Vinci (1452-1519) y Bernard Palissy (1509-1589) llegaron independientemente al conocimiento del ciclo hidrológico. Su comprensión sobre la circulación del agua desde el mar hacia la atmósfera, hacia la tierra y su regreso hacia el mar, parece ser una manifestación del genio y no del producto del análisis y la meditación sobre el significado de mediciones cuantitativas, por que de estas había pocas, si es que las había. La hidrología se estableció sobre una base cuantitativa hasta el siglo XVII, cuando fueron publicados los trabajos de Pierre Perrault (1608-1680), Edme Mariette (1620-1684) y del astrónomo inglés Edmund Halley (1656-1742), miembro de la Royal Society de Londres.

Perrault midió la lluvia durante un periodo de tres años y estimó toscamente la cuenca del drenaje del río Sena arriba en Borgoña, así como el escurrimiento que pasaba por ese punto. Calculando que la precipitación fuera igual a seis veces la cantidad de agua descargada por el río, Perrault demostró que la lluvia en volumen es adecuada para originar las descargas de ríos y manantiales. Perrault también condujo experimentos sobre la evaporación natural del agua y otros líquidos y estableció los límites aproximados de la capilaridad en las arenas.

Marotte utilizó flotadores para determinar la velocidad del agua en el río Sena en lo que considero era su tirante medio. También demostró que la fuente de alimentación del agua subterránea en una región podría ser la precipitación caída abajo de la superficie de la tierra y con este propósito utilizó la infiltración dentro del sótano de su observatorio en París la que comparó con la altura de la lluvia en las cercanías.

Halley investigó las evaporaciones de las soluciones salinas que tienen la concentración del agua del mar, concluyen que la evaporación desde el Mediterráneo era suficientemente amplia para balancear a la cantidad de agua que entraba por conducto de los ríos que desaguan en ese mar. También estudio el efecto de las alturas sobre la cantidad de precipitación.

Herschel, el famoso ingeniero hidráulico quien tradujo los libros de Frontinus sobre el agua de abastecimiento en Roma, en relación con el desarrollo preliminar de la ciencia de la hidráulica, expreso lo siguiente:

Para apreciar la posición de Frontinus con respecto al conocimiento adecuado de la velocidad del flujo y generalmente de la velocidad de la corriente, es instructivo seguir el desarrollo del arte de esa época hasta que lleguemos a la fórmula $V = (2gh)^{1/2}$ que ahora se conoce como el verdadero arranque de la ciencia hidráulica y como la verdadera piedra de cimentación de esa ciencia tal como se sabe en el presente. Esta fórmula y los valores numéricos que da a las velocidades del flujo no se descubrieron hasta cerca del año 1738, cuando Daniel Bernoulli y John Bernoulli, su padre, cada uno dio una demostración matemática diferente de esta ley.

Castelli (1577-1644), un monje benedictino, y discípulo de Galileo, mostró primero que la cantidad de flujo en un tiempo determinado dependía por la ley, o era función de la altura del agua en un recipiente o sea que era una función de la carga. Fue su discípulo Torricelli (1608-1647), el inventor del barómetro, y en un sentido profesional, el nieto de Galileo, quien, en 1644, probó y únicamente dos años después de la muerte de Galileo que las velocidades del flujo son como las raíces cuadradas de la carga. Huygens (1629-1695), el inventor de los relojes de péndulo, encontró primero el valor numérico de la aceleración de la gravedad representado comúnmente por la letra "g", en 1673. Sesenta y cinco años más tuvieron que transcurrir hasta que el genio de los dos Bernoullis, padre e hijo, en 1738, finalmente tendieron la cimentación de la moderna hidráulica definida.

Otros contribuyeron al desarrollo de la ingeniería hidrológica y de la hidrología en el siglo XVIII. Dignos de mención fueron Bernard Forest Belidor (1697-1761), quien sugirió la teoría del sifón para el reflujo de manantiales, y Jean d'Alembert (1717-1776), quien ayudo a crear dos fundamentos matemáticos de la teoría hidráulica. Menos de 25 años después del trabajo de los Bernoulli, Pail Frisi publicó su *Treatise o Rivers and Torrets* que incluyo datos cuantitativos sobre escurrimiento fluvial y corrigió algunos conceptos hidrológicos erróneos, aunque proporcionando teorías igualmente erróneas.

Frisi era un buen ingeniero que tenia poca confianza en las aplicaciones de la teoría matemática a los problemas de la hidrodinámica. Si se concede el hecho que la estadística y las matemáticas de la probabilidad únicamente iban a ser comprensibles y útiles medio siglo después de que Frisi escribió, la actitud de este fue razonable y aun ahora sus palabras apoyan la repetición:

Una sola reflexión es, sin embargo, que todos los problemas hidráulicos están más allá del alcance de la geometría y del cálculo. La dificultad de todos los problemas es aumentada en

proporción con el número de condiciones (variables). Los problemas mecánicos se vuelven así mucho más complicados conforme el número de cuerpos cuyos movimientos se buscan y que actúan en cualquier dirección unos sobre otros son aumentados. En una masa fluida que se mueve en un tubo o en un canal es infinito el número de cuerpos que actúan juntos, y por tanto, se concluye que para determinar el movimiento de cada cuerpo se tiene un problema que depende de una infinidad de ecuaciones y lo que, por supuesto, constituye un problema más allá de las posibilidades del álgebra.

La aseveración en el escrito anterior de que es imposible resolver los problemas hidráulicos únicamente con base en las matemáticas puede considerarse cierta, pero únicamente en el mismo sentido de que es imposible la trisección de un ángulo: Cuando este se limita al empleo de un compás y a una regla recta no puede trisecarse un ángulo. Sin embargo podemos trisecar un ángulo con cualquier grado deseado de precisión deseado mediante el uso de instrumentos adicionales tales como un transportador. Igualmente podemos calcular el movimiento bruto del agua en una corriente multiplicando su velocidad por el área de la sección transversal. En la práctica podemos tener velocidades instantáneas en cierto número de puntos y en área de sección transversal de la corriente, y entonces, por dispositivos de cálculo conveniente, podemos determinar el escurrimiento o gasto total (pero no el recorrido y la velocidad del movimiento de las partículas simples de agua) con cualquier grado de precisión deseado. Para determinar el movimiento de moléculas simples posiblemente pudieran usarse trazadores radiactivos y con instrumentación conveniente pudieran trazarse o esquematizarse, pero no calcularse. Frisi estaba expresando, en efecto, que en condiciones de escurrimiento turbulento no se puede calcular a priori el recorrido y la velocidad de una molécula de agua. Y nuestra respuesta debe ser que nosotros no tenemos necesidad de conseguir esto, y que nuestro principal interés lo constituyen los movimientos brutos de la masa de moléculas de agua y que podemos calcular esos movimientos y determinarlos en el campo. En esa forma, mediante la aplicación de coeficientes arbitrarios, podemos llevar a los cálculos teóricos a un acuerdo con las observaciones, y al hacer esto, probar que Frisi supo lo que estaba expresando.

En La Revolución Industrial Y Después De La Misma.

Como hemos observado, los principios del subsuelo y el conocimiento de la relación recíproca entre el agua superficial y la subterránea se desarrollan muy lentamente antes del siglo XIX, y hubo diversas razones para que esto fuera así. Una de las condiciones era que la construcción de un pozo estribaba principalmente en la construcción de un tiro como el de una mina, obra que era lenta, cara

y laboriosa. Así aun en el pozo había una cantidad suficiente de agua, el sacarla era un problema: las fuentes de energía eran caras y las bombas eran grandes e ineficaces y podían ser utilizadas más económicamente para otros fines. Además no fue sino hasta la epidemia del cólera de 1849 y 1853 que John Snow estableció estadísticamente la correlación que hay entre la incidencia del cólera y la fuente de captación del agua.

Los esfuerzos para desaguar las minas estimularon la fabricación de bombas y de las primeras máquinas generadoras de fuerza motriz (molinos de viento, máquinas de vapor, y así sucesivamente). Pero precisamente el hecho de que el agua era tratada como a un enemigo común para ser bombeada fuera del terreno y hacia una zanja de desagüe, teniendo a desviar la atención de la hidrología y para un hombre que pudiera o no instalar bombas suficientes en una mina y mantenerla desaguada, la fuente de alimentación del agua no era importante. Además las vetas de mineral se hallan en condiciones geológicas no homogéneas y extremadamente complejas y por lo general el agua surge de grietas y fisuras. Ningún hombre pudo calcular de que dirección venía el agua, aun cuando las fisuras se localizaran dentro de la masa de la veta y dentro de la roca circundante. De este modo, mientras los mineros fueron los primeros ingenieros de aguas del subsuelo, los principios del movimiento de estas no fueron descubiertos sino hasta que los hombres buscaron la utilización del agua en lugar de tratar de eliminarla.

Conforme la tecnología progresó durante la Revolución Industrial, se perforaron pozos de diámetro cada vez más pequeños, que generalmente por el método de percusión o de cable. Los perforistas con frecuencia encontraron acuíferos confinados conteniendo agua a presión y tales pozos fueron llamados artesianos de acuerdo con el pozo perforado en Artois, Francia en 1126. Si un hombre tenía suerte podía perforar un pozo de diámetro pequeño y hasta tener un gran escurrimiento de agua sin haber tenido que invertir en una bomba. Por otra parte, el gasto de perforación de estos pozos profundos con cable disponible y utilizando como ademe troncos huecos de árbol al combinarse con la fácil aprovechabilidad del agua superficial para usos particulares y municipales, hizo la perforación de pozos artesianos en cierta forma prohibitiva. Los pozos eran unas veces de diámetro grande y profundos con objeto de alcanzar un acuífero conveniente y en tal caso el agua no estaba a presión, o bien, los pozos eran de diámetro relativamente pequeño (más o menos 24 pulgadas), profundos, caros y constituían una apuesta financiera con solo una posibilidad de encontrar un acuífero artesiano. Solo había un mercado limitado para el agua de pozo y principalmente este mercado era para fines medicinales.

A pesar de los esfuerzos científicos de Henri Darcy, quien en 1856 publicó sus trabajos, y de otros primeros geólogos e hidrógeólogos, la utilización del agua del subsuelo en grandes cantidades

(con excepción de los manantiales), fue rara durante la mayor parte del siglo XIX. No fue sino hasta que la población local aumento hasta un punto en que las aguas superficiales de una región se volvieron extremadamente contaminadas por los desperdicios humanos, animales e industriales, que se llevo a cabo el desarrollo del agua del subsuelo (y la construcción de plantas de filtración de agua). Las epidemias de origen hídrico fueron de frecuencia común en los centros de población antes y a lo largo del siglo XIX. Enfermedades como la disentería, el cólera y la tifoidea fueron problemás sanitarios diarios de cualquier ciudad grande. Sin embargo en los últimos 50 años, la incidencia de esta enfermedades ha disminuido por el tratamiento del agua y su desinfección hasta el punto que los estudios epidemiológicos de estas enfermedades ya no dan más información en lo que se refiere a la calidad sanitaria de los abastecimientos de agua privados y públicos.

Indudablemente la necesidad de producir agua libre de organismos patógenos fue el motivo para perforar pozos y para el desarrollo de los abastecimientos del agua del subsuelo. Esta necesidad también impulso la construcción, en Estados Unidos de los primeros filtros lentos de arena. Así en 1880 empezaron a perforarse pozos artesianos en los Estados Unidos en todos los sitios donde se encontraran favorables condiciones hidrógeológicas. Para aumentar la producción algunas veces excavaron profundas fosas y se perforaron pozos y desde el fondo de estas. Con este método se proporcionaron anexos suficientemente grandes para acomodar las bombas, que se utilizaron para forzar directamente el agua dentro de las líneas principales y aumento el abastecimiento de la carga de agua artesiana, lo cual también completo la producción.

Sin embargo el problema del bombeo del agua de pozos profundos, de diámetro pequeño, permaneció insoluto hasta la década de los años 1880. El método de elevación por aire para bombeo fue uno de los que se emplearon: se forzó una corriente de aire comprimido dentro de un tubo que terminaba a mucha profundidad dentro del pozo. El aire se mezcló con el agua del pozo y formó una mezcla de menor densidad que la columna original de agua. La mezcla fue así forzada hacia la superficie por presión del acuífero de agua circundante. En el proceso Frasch todavía se usa una adaptación de este sistema para bombear azufre líquido de ciertos pozos.

En la última parte de la década de 1890, se desarrollaron bombas centrifugas suficientemente pequeñas para ir en una perforación de 30 pulg.. Esas bombas se giraban por medio de flechas accionadas desde la superficie del terreno por máquinas motrices por lo general de vapor y posteriormente eléctricas. El diámetro del pozo necesario para la instalación de la bomba disminuyó y su eficiencia del equipo de bombeo rápidamente después del principio del siglo XX. En el presente las combinaciones de bombas sumergibles y motor, que operan a profundidades hasta de 1000 pies con un ademe de cuatro pulgadas se pueden conseguir en el mercado.

La rapidez del desarrollo de los recursos de aguas del subsuelo en los Estados Unidos es notable. Por ejemplo el primer pozo profundo perforado en 1864 en Chicago, descargo con una presión de 25 libras por pulgada cuadrada (1.76 Kg./cm²). En los 30 años posteriores se perforaron en la región de Chicago cientos de pozos, y muchos desde el fondo de excavaciones profundas. Alrededor de 1890, los pozos proporcionaban 10 millones de galones (37854 m³.) al día y los niveles de agua habían bajado hasta la elevación de la superficie del terreno. En este punto se introdujo la bomba de elevación de aire pero antes de que pudiera establecerse firmemente fue sustituida por la turbina que es de mayor eficiencia. Cerca de 1915, el nivel del agua en la región de Chicago estaba a 150 pies o más abajo de la superficie del terreno y un abastecimiento de 45 millones de galones por día se extraía de los acuíferos subyacentes. Alrededor de 1958, los niveles del agua en Chicago habían sido abatidos en una profundidad adicional de 350 a 400 pies y la extracción había subido a cerca de 75 millones de galones por día.

Los aprovechamientos entre otros sitios fueron paralelos a los experimentales en la región de Chicago, y muchos de ellos sobrepasaron las cantidades de extracción. Con la mayor explotación de agua del subsuelo, pronto se hizo evidente que debe llevarse a cabo un estudio sistemático para evaluar su magnitud y para facilitar su descubrimiento y utilización. A este respecto, un estudio pionero de T. C. Chamberlin es digno de mención (1873-1879) y que se refiere a las condiciones artesianas en Wisconsin. La bien conocida publicación de Chamberlin "The Requisite and qualifying conditions of artesian flow" ("Los requisitos y condiciones que califican el escurrimiento artesiano") fue publicada en 1885 por le U.S. Geological Survey.

Muchos hombres capaces dedicaron tiempo y energía al estudio de la geohidrología, entre los geólogos N. H. Darton, F. Leverett y W. H. Norton, quienes después fueron seguidos por W.C. Mendebhall, A. C. Veatch y O.E. Meinzer. El trabajo sobre los aspectos hidráulicos y cuantitativos de la geohidrología llevados a cabo por Hazen, F. H. King y Charles S. Slichter, han sido continuados por su inminente sucesor actual C.V. Theis. En Europa, los investigadores fueron Adolph y Gunther Thiem, K. Keilhack, E. Prinz, E. Martel, A. Herzberg, W. Badon-Ghyben, J. Pennink, P. Forcheimer y muchos otros.

La medición o aforo del agua superficial y el estudio de su existencia y presentación en condiciones naturales recibió gran ímpetu por las necesidades para construir canales y para el abastecimiento de agua potable en las primeras décadas del siglo XIX. Sin embargo, ni en Europa ni en los Estado Unidos durante el siglo XIX hubo necesidad de hacer obras para el control de agua, conservación y distribución en una escala tan vasta como en aquellas obras de la antigua Mesopotamia y el Egipto

No fue sino hasta 1879 que se estableció en el U.S. Geological Survey. En 1881, el mayor John W. Powell, una persona intensamente interesada en los recursos del agua y posibilidades de riego del Oeste, se convirtió en los recursos del agua y posibilidades de riego del Oeste, se convirtió en director de ese organismo. A través del esfuerzo de Powell y de otras personas que compartían su interés, se logro la primera asignación federal para el foro de corrientes en 1887, el trabajo de campo se inicio en 1888. En 1871, T.G. Ellis construyo probablemente el primer molinete verdaderamente adaptado para los ingenieros del ejercito; este instrumento del tipo de propela posteriormente se adapto para su utilización por parte del Geological Surver, en su programa de aforo de corrientes.

A pesar de la insuficiencia de datos y de la falta de amplia experiencia en la hidrología en la zona árida, el Bureau of Reclamation, estableció en 1903, termino la construcción de su primer obra realmente grande, la presa Elephant Butte en el río Grande (río Bravo) en el año de 1916. Probablemente esta constituye la primera gran aplicación de la tecnología de la edad de la máquina a la regulación del agua en un ambiente no húmedo, y algunos de los logros británicos en la India puede haber sido de escala comparable. Debido a su categoría entre las más antiguas, volveremos a tratar el caso de la presa Elephant Butte y de un vaso de almacenamiento y delta asociados o examinaremos las lecciones que esta obra puede darnos.

Después del establecimiento del Bureau of Reclamation, que fue seguido por un auge en la construcción de presas, construcción de embalses para aguas y el establecimiento de las primeras obras de riego en las tierras desérticas, vino luego una disminución o baja. Entre 1903 y 1910 se habían autorizado obras para dar agua a una superficie de 3 millones de acres por parte del gobierno federal, pero durante los siguientes 20 años solo fueron autorizados un millón de acres adicionales para la recuperación de tierras por medio de agua almacenada.

En 1904 Mead publicó algunas notas sobre hidrología. Le siguieron un libro de Meyer en 1917 y otro de Mead en 1919. Después, hasta la aparición del Volumen de Meinzer sobre hidrología en 1942, que fue un esfuerzo en equipo patrocinado por el National Research Council, no apareció ningún texto general que tratara de hidrología. Sin embargo, hubo muchos libros que trataron sobre hidráulica, abastecimiento de agua potable, agua del subsuelo, riego, drenaje, avenidas y temas similares. Durante el espacio o laguna de 23 años entre la aparición de la hidrología de Mead y el volumen editado por Meinzar, hubo un progreso considerable en la colección y análisis de los datos y en la utilización posterior de los resultados para la planeación del desarrollo hidráulico y de los proyectos de regulación de aguas.

Desde la segunda guerra mundial ha habido un gran incremento de descarga a mineralización de las aguas superficiales y su temperatura, sobre la precipitación pluvial y las cantidades de

evaporación de la existencia de las formaciones portadoras de agua y de los niveles de agua en los pozos que alumbran al líquido y sobre los subciclos que hay dentro del ciclo hidrológico. Se ha formado una considerable reserva de hechos y se ha construido un número impresionante de obras relacionadas con la hidrología. Sin embargo, se ha dedicado poco esfuerzo a extraer o concluir principios científicos derivados de la experiencia. Los hidrólogos no han evolucionado hacia una ciencia bien definida de la hidrología ni han llegado a ningún acuerdo sobre como evaluar los proyectos de obra de desarrollo hidráulico, desde el punto de la hidrología.

Además no se ha propuesto ningún procedimiento o método para la evaluación o aun el análisis sistemático de los efectos laterales de los proyectos u obras hidrológicas. La prevaencia de los árboles todavía oscurece el bosque. Ackermann, quien fundo (1961-1964) como presidente de la sección de Hidrología del AGUA y que ha sido por largo tiempo jefe de la Illinois State Water Survey Division, expreso recientemente su pensamiento sobre el status actual de la hidrología:

Cual es el estado de nuestra ciencia... Es la ciencia como la tabla de multiplicar que un matemático no necesita entender? o bien es nuestra ciencia como una aritmética primitiva que todavla no ha progresado hacia el álgebra, la geometría, el cálculo y más allá?

Quizá hay muchas formás de juzgar el estado del desarrollo de nuestra ciencia, pero yo solo citare dos fuentes de información para intdicar que nuestra ciencia todavia es una ciencia primitiva. Como primera fuente citaría la publicación de 1960, Design of Small Dams por el U.S. Bureau of Reclamation. Tengo muchas razones para creer que este extenso libro esta al día y que emplea los últimos métodos científicos y de ingeniería disponibles. En una parte sobre "estimación del Escurrimiento por la lluvia" que principia en la pag. 32, aquí están unas cuantas citas:

"Sin embargo, la aproximación por medio de la cantidad de infiltración se aplica sobre una base empírica para obtener una solución practica del problema de la determinación de las cantidades de escurrimiento, reconociéndose que los valores utilizados tienen una naturaleza de valor "índice" más bien que valores exactos. Los sucesos naturales son estudiados y se determina la diferencia que hay entre la lluvia y el escurrimiento. Como esta diferencia incluye a todas las perdidas antes descritas, generalmente siempre se le llama una perdida por retención o cantidad de retención. Tales cantidades de retención derivadas de los registros disponibles puede ajustarse a cuencas no aforadas por analogia con el tipo de suelo y el tipo de cubierta de la cuenca.

Para determinar el excedente o exceso de la lluvia puede utilizarse dos métodos: suponiendo una cantidad de retención promedio constante a través del periodo de la tormenta o chubasco y suponiendo una cantidad de retención variable con el tiempo.

Debido a que el uso de las cantidades de retención variables requiere o exige un método complicado de cálculo, y debido a que el conocimiento actual de la forma exacta de la curva de infiltración no esta bien limitado, con frecuencia es preferible suponer una cantidad de retención promedio (que algunas veces es citada como índice de infiltración) con una estimación de la pérdida inicial hecha con las condiciones antecedentes son relativamente secas".

Recuérdelo, yo no estoy citando esto para criticar el Bureau of Reclamation; yo creo que esto es lo mejor que podemos hacer.

Permítame citar otro ejemplo. En mi propio estado de Illinois, nuestra organización recientemente termino un estudio exhaustivo de la intensidad de la lluvia, de su frecuencia y duración. Este estudio a sido bien acogido por un cierto numero de organizaciones que lo usaran en la formula $Q = CIA$, para calcular descargas máximas. Esto es un método antiguo y nosotros todavía estamos figurándonos los valores de C.

En Hidrología Hay Dos Aspectos Fundamentales.

a) Protección contra inundaciones.

- Drenajes urbanos.
- Bordos de protección.
- Represas.
- Canales.
- Alcantarillas.
- Drenaje lateral en carreteras (cunetas).
- Drenaje en aeropuertos.

b) Aprovechamiento Hidráulico.

- Presas de almacenamiento: Riego, Agua potable, Generación eléctrica y otras.
- Presas derivadoras.
- Lagunas de regulación.
- Estanques (Creaderos de camarones, etc.)

Por Lo Tanto Se Debe Conocer Para Cada Aspecto Lo Siguiete:

a) Estructura de protección.

- Características fisiograficas de la cuenca.
- Precipitación.
- Estadístico (de un modelo de precipitación, tormenta de diseño o lluvia de diseño).
- Avenida máxima.
- Escurrimiento.

B) Aprovechamiento hidráulico.

- Características geométricas.
- Precipitación.
- Escurrimiento.
- Infiltración.
- Evapotranspiracion.
- Estadística.
- Avenida máxima.
- Funcionamiento de vasos.

La hidrología puede definirse como la disciplina que trata de las propiedades, existencia, distribución y movimiento del agua sobre y debajo de la superficie de la Tierra.

Cerca de 20 años después de junio de 1962, el Federal Council Of Science and Tchnology for Scientific Hydrology express:

Hidrología es la ciencia que trata sobre las aguas de la tierra, su existencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el ambiente, incluyendo su relación con las cosas vivientes.

El dominio de la hidrología comprende la historia total del agua sobre la Tierra.

Existen varias definiciones de hidrología, pero la más completa es quizá la siguiente:

"Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos"

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

El ingeniero que se encarga de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo, se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para el control de avenidas, presas, vertedores, sistemas de drenaje para poblaciones, carreteras y aeropistas y sistemas de abastecimiento de agua. Sin excepción, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección de elementos de diseño necesario.

El objetivo de la hidrología aplicada es la determinación de esos eventos, que son análogos a las cargas de diseño en el análisis estructural, por poner un ejemplo de la ingeniería civil. Los resultados son normalmente solo estimaciones, con aproximación limitada en muchos casos y burda en algunos casos. Sin embargo, estas estimaciones rara vez son menos aproximadas que las cargas usadas en el análisis estructural o el volumen de tráfico en carreteras, por ejemplo. El análisis hidrológico exhaustivo es, pues, el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidrológicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determinan, desde luego, de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar y transmitir. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua. La seguridad de las presas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y a la elevación máxima de embalse, depende, en gran medida, de la determinación de una tormenta de diseño y de su conversión a una avenida generada en cuenca, o bien directamente de la última, y el menor grado de las olas y las mareas generadas por el viento. Así mismo, la estabilidad de muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles probables del agua, así como su duración y cambios en el tiempo de dichos niveles. La hidrología juega un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellas que se destinan a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia de pronósticos de avenidas y sequías.

Es así que la hidrología, en cuanto trata con un aspecto importante y vital del medio ambiente, que es el agua, es una ciencia esencial para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y el diseño de obras de defensas.

Aunque esta ciencia esta lejos de tener un desarrollo completo, existen varios métodos analíticos y estadísticos que son de mayor o menor grado aceptados en la profesión ingenieril.

Los procesos que estudia la hidrología involucran tantas variedades que es difícil, si no imposible, prever si alguna vez se aproximara al status de ciencia exacta o, incluso, si alguna vez podrá llegar a ser completamente considerada como una ciencia independiente. Las ciencias en que se apoya la investigación hidrológica son básicamente la geografía física, la meteorología, la geología, la hidráulica, las matemáticas y la estadística, aunque también es fácil encontrar relaciones de la hidrología con disciplinas como la física, química, biología, investigación de operaciones y otras.

Los límites que separan a la hidrología de estas ciencias no están determinados y no tienen objeto tratar con ellas rigurosamente. Así como la hidrología es una ciencia muy amplia, interpretación y uso, el ingeniero especializado en la hidrología trabaja integrado a equipos en los que colaboran especialistas en la mayor parte de las disciplinas mencionada, aun que con frecuencia representa el papel principal y ejerce la función de coordinador del proyecto en algunas etapas.

La hidrología es una parte interesante de la ingeniería, pero en algunos aspectos resulta notablemente diferente de la mayoría de las disciplinas integrantes de esta. Los fenómenos naturales con los cuales se relaciona no se prestan, al menos hasta ahora, a los estudios rigurosos de la mecánica; por esta razón existen una mayor variedad de métodos, mayor latitud para el criterio y una aparente falta de precisión de los problemás. A pesar de esto último, la precisión de las soluciones hidrológicas se compara favorablemente con otros tipos de cálculo en ingeniería, donde las incertidumbres se ocultan a menudo con el uso de factores de seguridad, o bien con los procedimientos referentes a la determinación de las propiedades de los materiales.

No obstante la importante función que tiene el hidrólogo en todas las fases del desarrollo de proyectos hidráulicos, es poco común que los estudiantes elijan la hidrología como profesión, ya sea por que esta rama no ha adquirido aun una clara fisonomía como tal, ya sea porque en muchos organismos las posibilidades de progreso profesional del hidrólogo parecen inciertas. Sin embargo, estos factores son cada vez menos un obstáculo para que los estudiantes se orienten hacia la especialización en hidrología.

Una parte importante del trabajo del hidrólogo es la relación y análisis de datos. La disposición de datos básicos adecuados es esencial en todas las ciencias, y la hidrología no es una excepción. De hecho, las características de los fenómenos naturales con que tiene que ver la hidrología hacen que este punto pueda ser especialmente delicado. Como ya se menciona es difícil tratar con muchos de los problemás hidrológicos mediante un razonamiento deductivo y riguroso, y no siempre es posible

comenzar por una ley básica y determinar a partir de esta el resultado hidrológico deseado. Con frecuencia es necesario partir de un conjunto de hechos observados y, mediante un análisis empírico, establecer las normas sistemáticas que gobiernan tales hechos. Así, el hidrólogo se encuentra en una difícil situación cuando no cuenta con los datos históricos adecuados para la zona particular del problema. Por ello, la mayoría de los países del mundo disponen de una o más sugerencias gubernamentales que tienen la responsabilidad de recolectar y difundir datos hidrológicos. En México, los organismos encargados de esta recolección y su publicación en forma de boletines hidrométricos y climatológicos son la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) La Comisión Federal de Electricidad (CFE), y la Comisión Internacional De Límites y Aguas México - Estados Unidos de América, además de algunos otros organismos de carácter local, como el Departamento del Distrito Federal. Es importante que el estudiante conozca la forma en que estos datos son recopilados y publicados, las limitaciones de precisión que tienen y los métodos propios para su interpretación y ajuste.

Las herramientas con que hoy cuenta el hidrólogo son múltiples y muy variadas, pero con frecuencia le son útiles solo para situarse dentro del orden de magnitud de los parámetros que maneja. Generalmente, cada problema hidrológico es único en cuanto trata con un conjunto diferente de condiciones físicas dentro de una cuenca hidrológica específica, lo que implica que el que trabaja con este tipo de problemas no puede tener una filosofía conformista.

Cada nuevo caso es un problema de investigación: este es uno de los grandes encantos de la hidrología. No es un campo dogmático de la profesión de la ingeniería, sino un reto intelectual sistemático, es un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y el sentido de la observación.

1.2.- El Ciclo Hidrológico:

Con el movimiento ininterrumpido del agua desde la atmósfera hacia la tierra y de regreso hacia el mar: este bien descrito proceso ha sido denominado el "ciclo hidrológico". El ciclo recibe su energía por conducto de las fuerzas solares y planetarias. El sol proporciona la energía para la evaporación del mar: el campo gravitacional de la tierra y la fuerza de la luna son controles importantes del movimiento de los vientos; y los cambios gravitacionales por lo menos del sol y de la luna afectan directamente en cualquier tiempo el equilibrio de las fuerzas.

Adicionalmente están los cambios más palpables causados por el campo electromagnético de la tierra al reaccionar por efecto de los destellos solares y de la actividad de las manchas del sol, de las incidencias de los desechos cósmicos (lluvias meteóricas) y de las corrientes de intensidades variables de las partículas de alta energía que se encuentran conforme la Tierra se mueve a través del espacio. Los hidrólogos están enterados de estas influencias y de su acción sobre el ciclo hidrológico y se han hecho de vez en cuando para correlacionar la caída de la precipitación pluvial con el paso de la Tierra a través de una lluvia de partículas cósmicas o de los hidrógrafos de los ríos con el número de manchas solares. Sin embargo, estos intentos se consideran como marginales con respecto al contenido principal de la hidrología y todavía restan por discutirse sus efectos sobre la disponibilidad de agua para el aprovechamiento por parte de la humanidad.

El ciclo hidrológico está esquemáticamente ilustrado en la figura 2. Aunque otros diagramas igualmente buenos han sido publicados en otras partes, este diagrama es especialmente útil porque muestra en cierto grado los métodos y puntos de medición incluyendo el pluviómetro, la estación de evaporación, el pozo de observación, la calidad del agua, la sedimentación o azolve y la estación de aforo correspondiente a vías fluviales.

Dentro del ciclo hidrológico hay ciclos más cortos que desvían a ciertas partes de este. Por ejemplo, la precipitación pluvial que llega a la vegetación puede evaporarse directamente de esta y en forma, hacer un corto circuito en el ciclo. También el agua puede llegar al terreno y ser retenida en el suelo por fuerzas capilares y moleculares hasta que se evapora.

Esta agua no se incluirá en la descarga de agua superficial o de agua del subsuelo. Constituye un asunto de registro el que de una lamina media 30 pulg. de agua que anualmente cae en los Estados Unidos, una parte de 21 o 22 pulg. es evaporizada y únicamente 8 o 9 plg. aparecen como agua líquida claramente definida ya sea sobre o abajo de la superficie del terreno. Sin embargo, hay que apresurarse a puntualizar que el agua que no es encontrada en la fase de escurrimiento del ciclo va a sostener la vida vegetal incluyendo a los cultivos plantados y cosechados por el hombre.

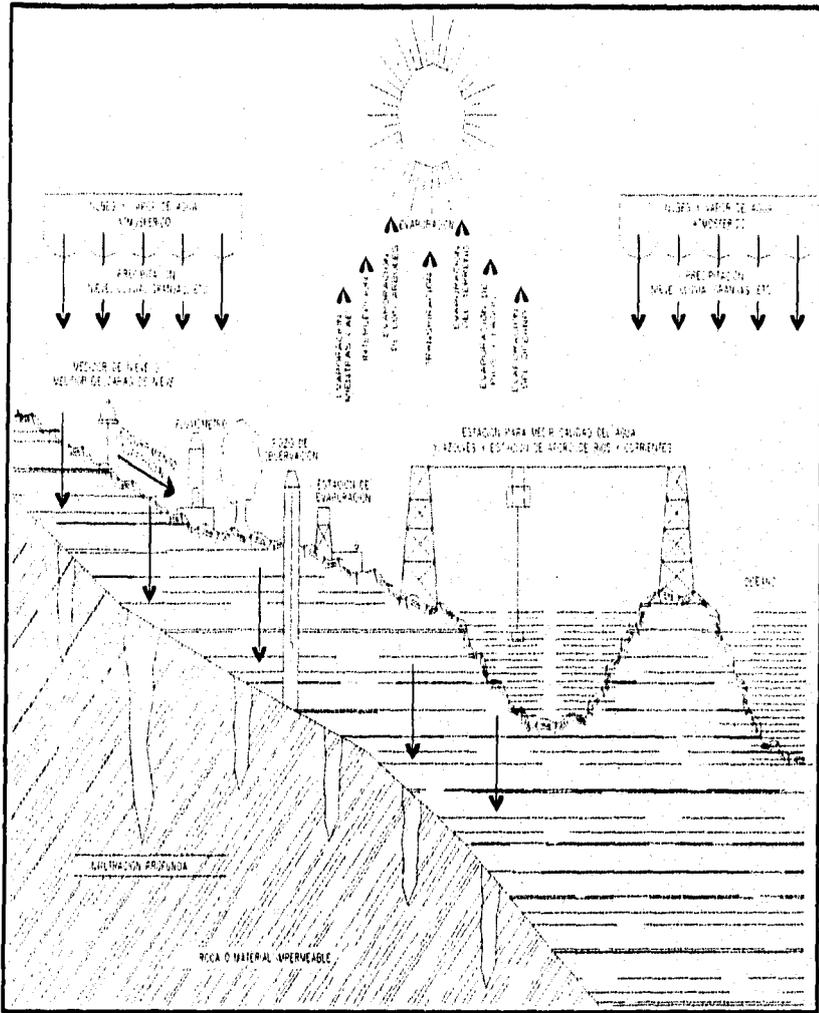


Fig. 2
El ciclo hidrológico

El ciclo geoquímico, que es menos ampliamente conocido, opera también como parte del ciclo hidrológico total bruto y puede delinearse en la forma siguiente:

1.- El agua que se evapora del océano lleva con ella a una pequeña, pero significativa cantidad de materia mineral disuelta, como la sal común.

2.- Los compuestos de nitrógeno y las moléculas de oxígeno y de dióxido de carbono en el suelo, producto de la descomposición orgánica, también se disuelve conforme el agua se infiltra a través de las capas superiores del suelo.

4.- El ácido carbónico diluido capacita al agua para reaccionar químicamente con los fragmentos minerales, liberando bicarbonatos y carbonatos que pueden también ir en solución.

5.- Otros minerales solubles y sales cualesquiera son disueltos por el agua que entra.

6.- Una vez que el agua entra a la matriz geológica, pueden sucederse muchas reacciones, como, por ejemplo, que los compuestos menos solubles se precipiten conforme los límites de solubilidad son alcanzados, o que las bacterias puedan reducir a los sulfatos en solución.

7.- Finalmente el agua regresa a la atmósfera por evaporación (dejando atrás la materia mineral en el suelo) o bien esa agua regresa al mar como descarga del agua del subsuelo o en forma de escurrimiento fluvial acarreado su carga mineral con ella.

En cada etapa del camino hay un cierto número posible de reacciones químicas y algunas de ellas son reversibles cuando cambia el ambiente físico o químico. Ver figura 3.

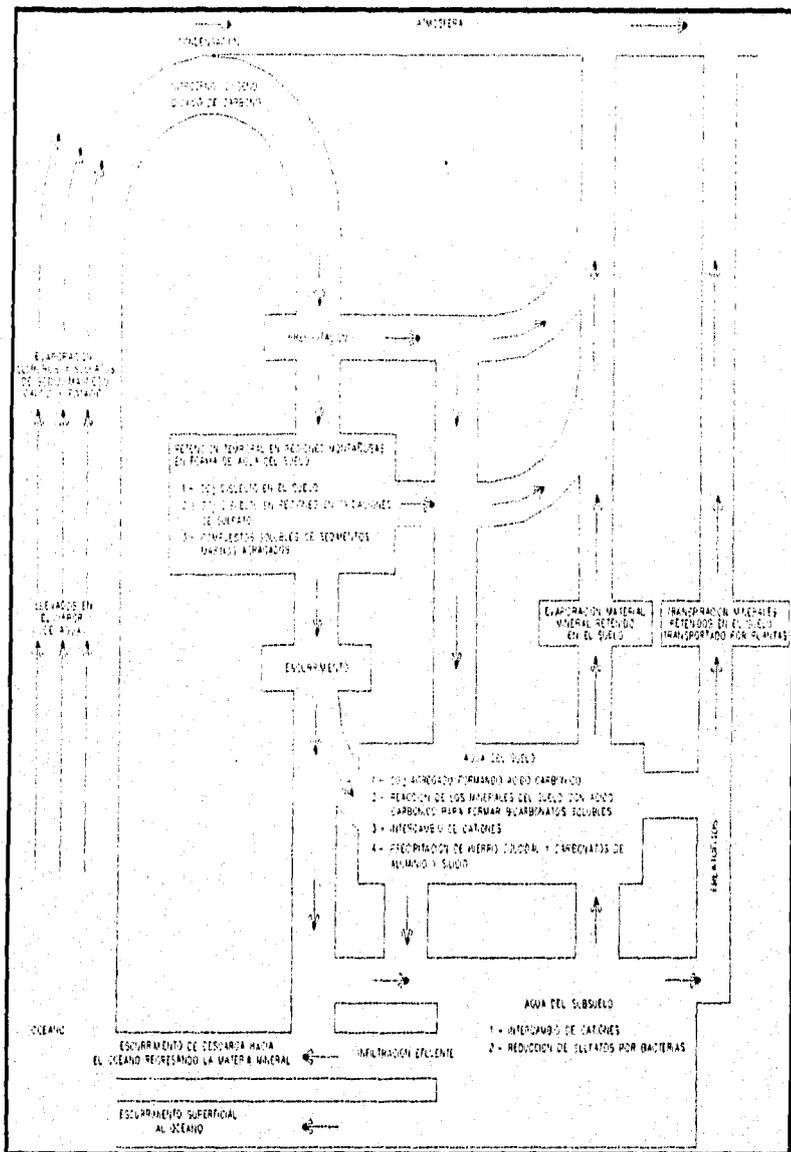


Fig. 3

Ciclo geoquímico de las aguas superficiales y del subsuelo

1.3.- Distribución Y Uso Del Agua En México.

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

PLUBLICACION	ALCANCE	FRECUENCIA	DEPENDENCIA
Boletín Hidrológico del Valle de México	Datos Hidrométricos y Metereológicos del Valle de México	Anual	Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SARH.
Boletín del Servicio Meteorológico Nal.	Observaciones pluviométricas y termométricas.*	Mensual	Comisión General del Servicio Meteorológico Nacional, SARH.
Boletín Hidrométrico	Escurremientos del río Colorado, Bravo y otros ríos internacionales.	Anual	Comisión Internacional de Límites y Aguas, SRE.
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos y Climatológicos del río Papaloapan.	Anual	Comisión del Papaloapan, SARH.
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos.*	Periódica	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Meteorológico	Datos Meteorológicos.*	Periódica	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos.**	Periódica	Comisión de Hidrología, SARH.
Boletín Climatológico	Datos Climatológicos región Hidrológica No. 12-A (parcial).	Información Hasta Dio. de 1972.	Comisión de Hidrología, SARH.

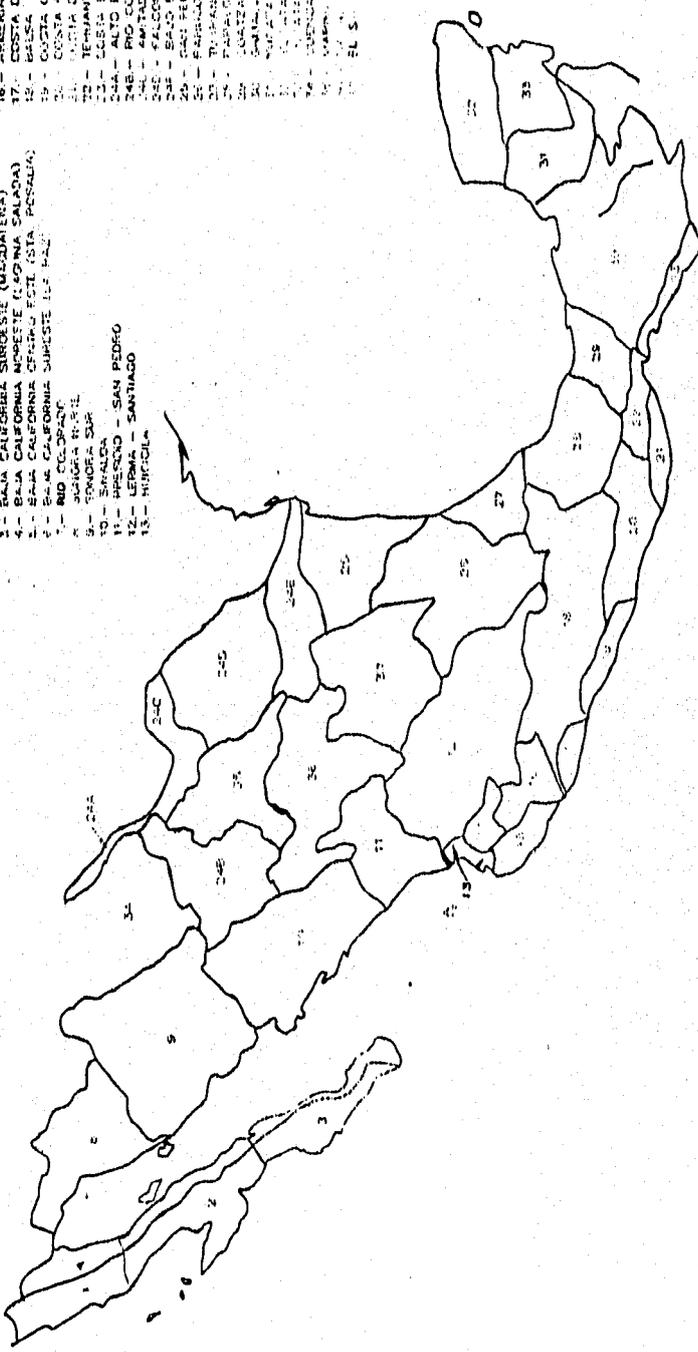
* Se refieren a sus estaciones en toda la República Mexicana.

** Abarca información por región Hidrológica. El país está dividido en 37 regiones Hidrológicas.

NOMBRE DE LA REGION HIDROLOGICA

- 1 - BAJA CALIFORNIA NOROCCIDENTE (ENSENADA)
- 2 - BAJA CALIFORNIA CENTRO OCCIDENTE (EL AZCAPUHO)
- 3 - BAJA CALIFORNIA SUROCCIDENTE (MISIONEROS)
- 4 - BAJA CALIFORNIA NOROCCIDENTE (MISIONEROS SALADA)
- 5 - BAJA CALIFORNIA CENTRO OCCIDENTE (MISIONEROS)
- 6 - BAJA CALIFORNIA SUROCCIDENTE (MISIONEROS)
- 7 - RIO COLORADO
- 8 - BAJA CALIFORNIA NOROCCIDENTE (ENSENADA)
- 9 - SONORA SUR
- 10 - SONORA NOROCCIDENTE
- 11 - SONORA CENTRO
- 12 - SONORA NOROCCIDENTE (ENSENADA)
- 13 - MICHUACAN

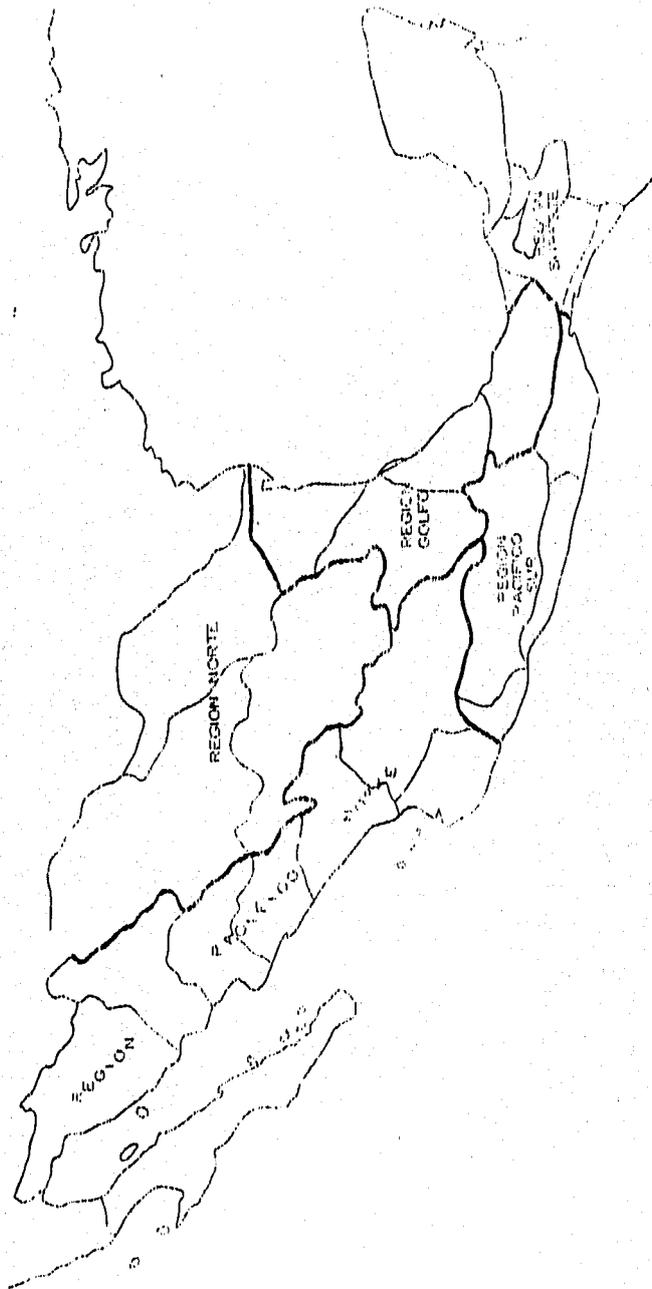
- 14 - OAXACA
- 15 - COSTA DE JALISCO
- 16 - AMERIKA - CAHUITANA
- 17 - COSTA DE MICHOACAN
- 18 - BELLA
- 19 - COSTA GRANDE
- 20 - COSTA CHICA - P. I. S. M.
- 21 - COSTA DE OAXACA (P. I. S. M.)
- 22 - GUERRERO
- 23 - GUERRERO
- 24 - ALTO BRAVO
- 25 - RIO COCHONOS
- 26 - FALCON
- 27 - AMATITAN
- 28 - SAJO BRAVO
- 29 - COSTA DE OAXACA (P. I. S. M.)
- 30 - PUEBLA
- 31 - PUEBLA
- 32 - QUERETARO
- 33 - QUERETARO
- 34 - QUERETARO
- 35 - QUERETARO
- 36 - QUERETARO
- 37 - QUERETARO
- 38 - QUERETARO
- 39 - QUERETARO
- 40 - QUERETARO
- 41 - QUERETARO
- 42 - QUERETARO
- 43 - QUERETARO
- 44 - QUERETARO
- 45 - QUERETARO
- 46 - QUERETARO
- 47 - QUERETARO
- 48 - QUERETARO
- 49 - QUERETARO
- 50 - QUERETARO
- 51 - QUERETARO
- 52 - QUERETARO
- 53 - QUERETARO
- 54 - QUERETARO
- 55 - QUERETARO
- 56 - QUERETARO
- 57 - QUERETARO
- 58 - QUERETARO
- 59 - QUERETARO
- 60 - QUERETARO
- 61 - QUERETARO
- 62 - QUERETARO
- 63 - QUERETARO
- 64 - QUERETARO
- 65 - QUERETARO
- 66 - QUERETARO
- 67 - QUERETARO
- 68 - QUERETARO
- 69 - QUERETARO
- 70 - QUERETARO
- 71 - QUERETARO
- 72 - QUERETARO
- 73 - QUERETARO
- 74 - QUERETARO
- 75 - QUERETARO
- 76 - QUERETARO
- 77 - QUERETARO
- 78 - QUERETARO
- 79 - QUERETARO
- 80 - QUERETARO
- 81 - QUERETARO
- 82 - QUERETARO
- 83 - QUERETARO
- 84 - QUERETARO
- 85 - QUERETARO
- 86 - QUERETARO
- 87 - QUERETARO
- 88 - QUERETARO
- 89 - QUERETARO
- 90 - QUERETARO
- 91 - QUERETARO
- 92 - QUERETARO
- 93 - QUERETARO
- 94 - QUERETARO
- 95 - QUERETARO
- 96 - QUERETARO
- 97 - QUERETARO
- 98 - QUERETARO
- 99 - QUERETARO
- 100 - QUERETARO



37 REGIONES HIDROLOGICAS (S.A.R.H.)

REGIONES HIDROLÓGICAS (C.F.E).

R E G I O N				
PACIFICO NORTE	PACIFICO SUR	GOLFO	SURESTE	NORTE
Baja California N.	Costa de Michoacán	Sn.Fdo.-Sota la Marina	Grijalva	Conchos
Sonora	Balzas	Pánuco	Usumacinta	Bravo
Yaqui	Costa de Guerrero	Costa de Veracruz	Tonalá	Nazas
Fuerte - Maya	Costa de Oaxaca	Papaloapan	Tlacotalpa	
San Lorenzo - Sinaloa		Coatzacoalcos	Costa de Chiapas	
San Pedro - Acaponeta				
Lerma				
Santiago				
Costa de Jalisco				



REGIONALIZATION (CFE)

CAPITULO II

FISIOGRAFIA DE LA CUENCA HIDROLÓGICA

Objetivo: Interpretar la información fisiográfica de las cuencas y de los causes para usarla en los análisis hidrológicos.

CAPITULO II

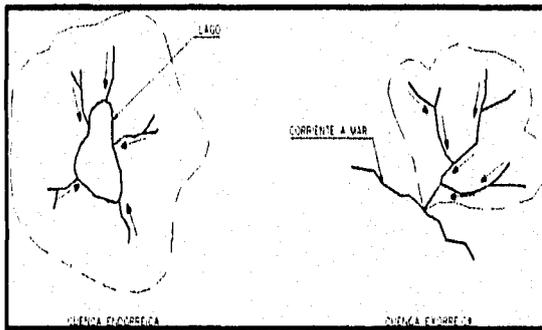
FISIOGRAFIA DE LA CUENCA HIDROLÓGICA

2.1.- 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 de planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: **endorreicas y exorreicas**. En la primera el punto de salida esta 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 esta en otra corriente o en el mar (véase la siguiente figura).



2.1.1.- Aspectos generales:

Las características físicas de una cuenca constituyen elementos que tienen una gran importancia en el comportamiento hidrológico de la cuenca.

De hecho existe una estrecha correspondencia entre el régimen hidrológico y dichos elementos, de ahí la importancia que el conocimiento de estos sea de gran utilidad práctica, pues al establecer relaciones y comparaciones de ellos con datos hidrológicos conocidos, se pueden determinar

indirectamente los valores hidrológicos en secciones o sitios de interés práctico en donde falten datos o bien donde por causa de índole fisiográfica o económica no sea factible la instalación de **estaciones hidrométricas.**

Se puede decir que estos elementos físicos constituyen la posibilidad más conveniente de conocer la variación en el aspecto de los elementos del régimen hidrológico.

Para la determinación de estos parámetros físicos se precisa especialmente de cartas topográficas e hidrográficas, aunque también son de gran utilidad las climatológicas, geológicas y de uso del suelo. en cuanto a las escalas empleadas se tienen las siguientes, 1:50 000, 1:100 000, 1:250 000 y 1:500 000 que son las más usuales y se eligen de acuerdo a la superficie real de la cuenca y así se logra la exactitud deseada en los cálculos.

Características Fisiográficas Más Importantes.

Área *

Forma *

Pendiente media de la cuenca *

Orden de las corrientes *

Red de drenaje *

Longitud de tributarios *

Densidad de corriente

Densidad de drenaje *

Relación de bifurcación

Curva hipsométrica

Histograma de frecuencias altimétricas

Elevación media de la cuenca *

Coefficiente de pasividad

Coefficiente Ortográfico

Pendiente media del cauce principal *

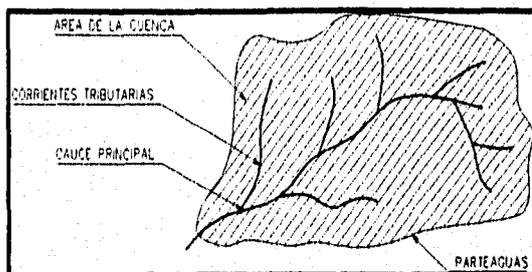
* Características fisiográficas de la cuenca que se verán en el curso.

2.2.- Características fisiográficas de la cuenca y de los cauces:

2.1.1.- Área de una Cuenca.

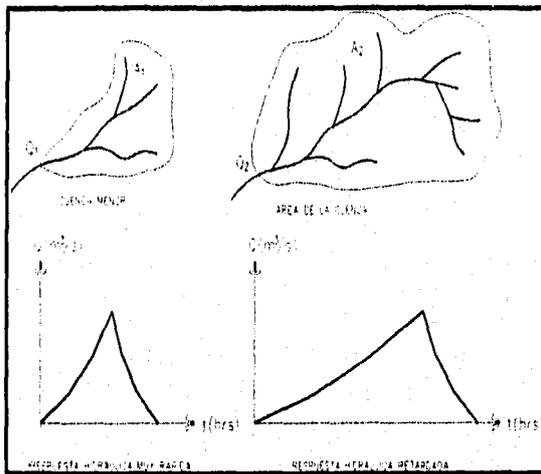
La cuenca de drenaje de una corriente esta definida por su parte aguas el cual es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separan la cuenca de las cuencas vecinas.

El área de la cuenca de drenaje se define como la superficie en proyección horizontal en planta, delineada por el parte aguas.



El área de la cuenca es importante desde varios puntos de vista 1.- Constituye un valor que sirve para el cálculo de otros elementos.

- 1.- Constituye un valor que sirve para el cálculo de otros elementos.
- 2.- Generalmente los caudales crecen a medida que aumenta el área de la cuenca.
- 3.- El crecimiento del área de una cuenca actúa como un factor de compensación de manera que es fácil que se registren avenidas pronunciadas en cuencas pequeñas que en grandes (respuesta rápida).
- 4.- Así mismo la respuesta hidráulica (escurrimiento) de una cuenca será función del área.



$$Q_1 < Q_2$$

$$A_1 < A_2 \quad (\text{Para una cuenca de régimen hidrológico homogéneo})$$

El área permite finalmente determinar el volumen de lluvia, el volumen de infiltración, el volumen de demandas, el volumen de escurrimiento entre otros. Por ejemplo:

$$h_p = 48 \text{ mm}$$

$$\text{vol. de lluvia} = 200 \text{ Km}^2 \frac{(1000)^2 \text{ m}^2}{1 \text{ Km}^2} (48 \text{ mm}) \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 9\,600\,000 \text{ m}^3$$

$$\text{vol. de infiltración} = 0.6 (\text{vol. de lluvia})$$

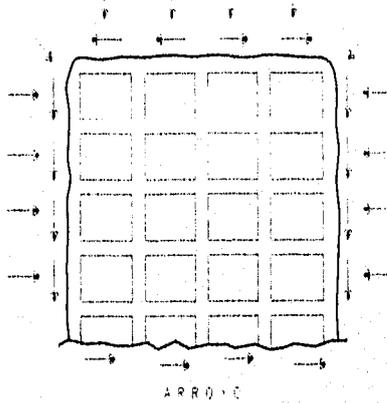
$$Q = 0.278 \text{ c/A} \quad \text{por el método racional}$$

2.2.2.- Forma de la cuenca:

Está definida simple y sencillamente por la línea imaginaria llamada parteaguas que une los puntos de la mayor elevación topográfica.

El parteaguas en zonas urbanas está definido por:

Colectores
 Vialidades
 Bordos
 Vías de ferrocarril
 Canales
 Arroyos

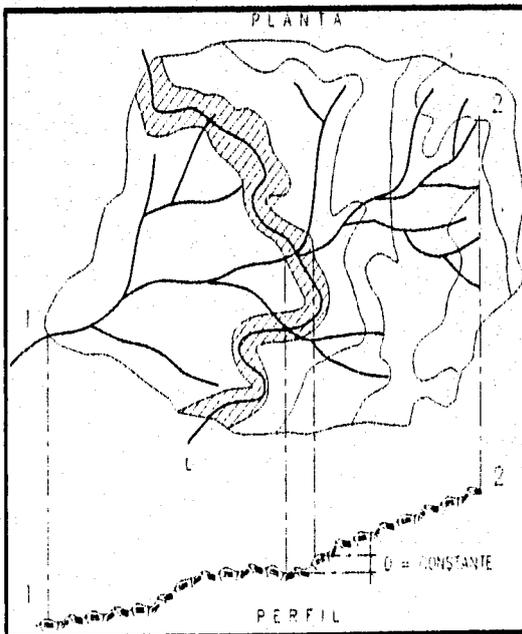


2.2.3.- Pendiente media de la cuenca:

La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie por la velocidad que adquiere y la erosión que produce.

2.2.3.1.- Criterio de Alvord.

Entre los criterios que existen para calcularla esta el método de Alvord. El principio básico se fundamenta como sigue:



En donde:

D_1 .- es el desnivel de las líneas medias, normalmente se considera constante, suponiendo que para el caso indicado $D_1 = 50$ m.

S_1 .- pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel.

W_1 .- ancho de la faja que igual a: $W_1 = \frac{a_1}{l_1}$.

Entonces la pendiente de la cuenca será el promedio que salga de la pendiente de faja con relación a su área; así considerando n fajas se tiene

$$S_c = \frac{Dl_1}{a_1} + \frac{a_1}{A} + \frac{Dl_2}{a_2} + \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{Dl_n}{a_n} + \frac{a_n}{A}$$

$$\text{Ordenando; } S_c = \frac{D}{A} [l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n]$$

$$\text{Por lo que: } S_c = \frac{D \cdot L}{A}$$

Donde:

A = área total de la cuenca en Km^2

D = desnivel constante entre curvas de nivel en Km.

$$L = \sum_{i=1}^n L_i$$

S = pendiente de la cuenca

2.2.3.2.- Criterio de Horton:

Para calcular la pendiente media de la cuenca por este criterio se traza una malla de cuadros sobre el plano de la cuenca la cual se orienta en el sentido de la corriente principal.

El número de cuadros de la malla se forma de acuerdo a la escala del plano obteniendo como mínimo 100 intersecciones dentro de la cuenca.

La pendiente de la cuenca en las direcciones "X" y "Y" de la malla se calcula como:

$$S_x = \frac{N_x * D}{L_x} ; S_y = \frac{N_y * D}{L_y}$$

Donde:

D = desnivel constante entre curvas de nivel

L_x = a la suma de los valores de las longitudes de las líneas de la malla en dirección x.

L_y = a la suma de los valores de las longitudes de las líneas de la malla en dirección y

N_x = al número total de intersecciones y tangencias de las longitudes en dirección x, con las curvas de nivel

N_y = al número total de intersecciones y tangencia de las longitudes en dirección y, con las curvas de nivel

S_x = pendiente media de la cuenca en dirección x

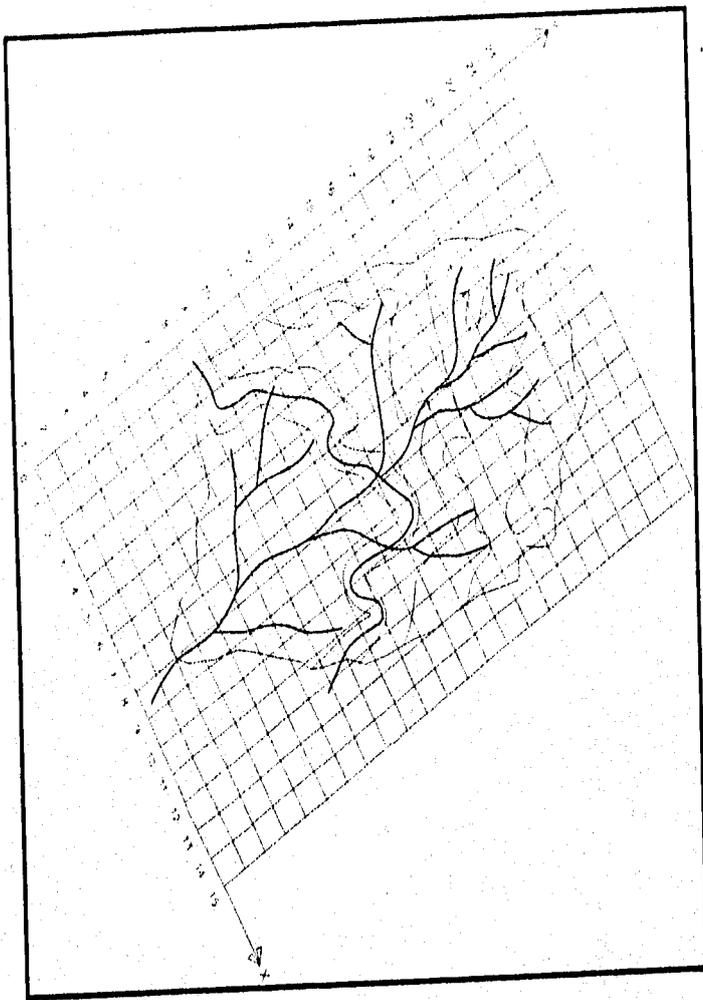
S_y = pendiente media de la cuenca en dirección y

Finalmente:

$$S_n = \frac{N * D \text{ (km)}}{L \text{ (km)}}$$

$$N = \sum_{i=1}^n N_x + \sum_{i=1}^n N_y$$

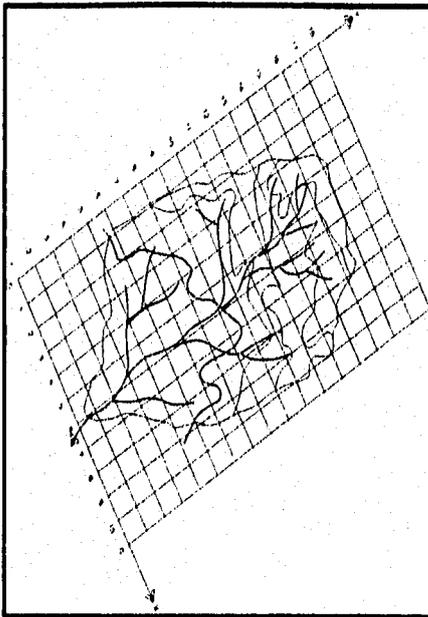
$$L = \sum_{i=1}^n L_x + \sum_{i=1}^n L_y$$



2.2.3.3.- Criterio de Nash

Análogamente al criterio de Horton se requiere trazar una malla de cuadros sobre el plano topográfico de la cuenca de manera que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones dentro de dicha cuenca.

En cada intersección se medirá la distancia mínima entre la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. Así se calcula la pendiente de cada intersección ocurre en un punto entre dos curvas de nivel del mismo valor, la pendiente se considera nula y ese punto no se tomara en cuenta para el cálculo de la media.



Es recomendable emplear una tabla como la siguiente:

Intersección	Coordenadas		Dist. mínima	Pendiente	Elevación
--------------	-------------	--	--------------	-----------	-----------

	X	Y	km	S	m.s.n.m.
--	---	---	----	---	----------

1	X ₁	Y ₁	D ₁	S ₁	Elev ₁
2	X ₂	Y ₂	D ₂	S ₂	Elev ₂
3	X ₃	Y ₃	D ₃	S ₃	Elev ₃
4	X ₄	Y ₄	D ₄	S ₄	Elev ₄
5	X ₅	Y ₅	D ₅	S ₅	Elev ₅
6	X ₆	Y ₆	D ₆	S ₆	Elev ₆

Intersección	Coordenadas		Dist. mínima	Pendiente	Elevación
--------------	-------------	--	--------------	-----------	-----------

	X	Y	km	S	m.s.n.m.
--	---	---	----	---	----------

7	X ₁	Y ₁	D ₁	S ₁	Elev ₁
8	X ₂	Y ₂	D ₂	S ₂	Elev ₂
.
.
.

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_i / \sum_{i=1}^n \text{Intersecciones}$$

Deberá descontarse las intersecciones que se encuentren entre dos curvas de nivel de igual elevación, para el caso de la tabla mostrada se tendría que descontar la intersección número 7.

2.2.4.-Elevación Media De Una Cuenca (Em)

La variación en elevación de una cuenca así como su elevación media puede obtenerse fácilmente con el método de las intersecciones o de Nash. El mapa topográfico de la cuenca se divide en cuadros de igual tamaño considerando que por lo menos 100 intersecciones estén comprendidas dentro de la cuenca. La elevación media de la cuenca se calcula como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones.

$$Em = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Elevaciones}}{\sum_{i=1}^n \text{Intersecciones}}$$

Para este caso se consideran también las intersecciones que se encuentran dentro de una misma curva de nivel.

2.2.2.- Red De Drenaje

Dentro de las características físicas más importantes de una cuenca se pueden citar el arreglo o disposición de las corrientes naturales dentro de ella. 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.

Una red de drenaje puede describirse de acuerdo con los siguientes conceptos:

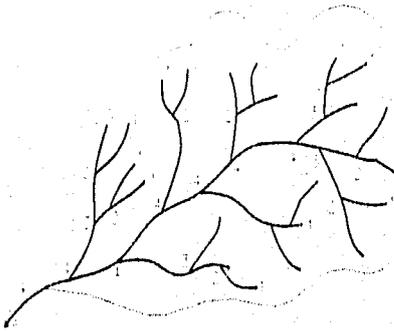
a) Orden de las corrientes.

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para dicha clasificación es considerar como corrientes de orden 1, aquellas que no tienen tributario de orden número 2, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden 1, de orden 3 aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden 2, etc.

Así el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corriente dentro de la cuenca para realizar esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corriente perennes como intermitentes.

Orden de corriente

(apunte esquemático)



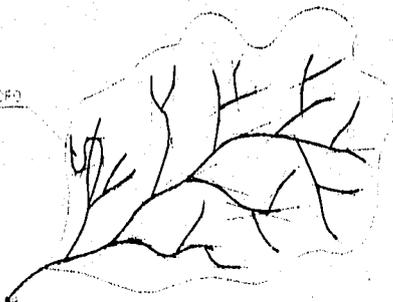
Así el orden de la corriente principal será de orden 4.

b) Longitud de tributarios.

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como el grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas tributarios largos y generalmente son corrientes perennes.

La longitud de la corriente se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta a sus meandros (cuando son muy pronunciados). Además la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos rectos trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes, como se muestra en la figura.

MEANDRO



Longitud de tributarios

Se recomienda elaborar la siguiente tabla:

Orden de corriente	No. de corrientes	Longitud de corriente
1	n_1	ln_1
2	n_2	ln_2
3	n_3	ln_3
4	n_4	ln_4
5	n_5	ln_5
	-----	-----
	$\sum_{i=1}^n n_s$	$\sum_{i=1}^n ln_i$

c) Densidad de corriente (Ds).

Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada.

$$Ds = \sum_{i=1}^n Ns / A$$

Donde:

A = Área de la cuenca en km^2

Ds = Densidad de corriente.

$\sum_{i=1}^n Ns$ = Número de corrientes de la cuenca

Solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes; la corriente principal se considera como una sola desde su nacimiento hasta la desembocadura, después se tendrán todos los tributarios de orden inferior.

d) Densidad de drenaje (Dd).

Resulta de dividir la suma de las longitudes de todas las corrientes de la cuenca entre el área total de la cuenca.

$$Dd = L/A$$

Donde:

Dd = Densidad de drenaje.

L = Suma de longitudes de todas las corrientes.

A = Área de la cuenca en km^2

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

La velocidad de recorrido del agua en el tramo i puede calcularse como:

$$V_i = k (S_i)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

donde k es un factor que depende de la rugosidad y la forma de la sección transversal y S_i es la pendiente del tramo i. Además, por definición:

$$V_i = \Delta x / t_i \quad (2)$$

donde x es la longitud del tramo i y t_i es el tiempo de recorrido en ese tramo. De las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$t_i = \Delta x / k (S_i)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

Por otra parte, la velocidad media de recorrido en todo el cause dividido en n tramos es:

$$V = L/T = k(S)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

donde L es la longitud total del cause, T es el tiempo total de recorrido y S es la pendiente media buscada. El tiempo t será naturalmente (ecuación 3):

$$T = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m x/k(S)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

y la longitud L:

$$L = \sum_{i=1}^m x = m x \quad (6)$$

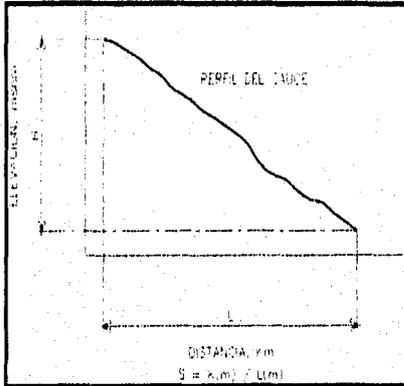
Final mente, usando las ecuaciones 4, 5 y 6 y despejando S se obtiene:

$$S = \left[m / \left(1/(S_1)^{\frac{1}{2}} + 1/(S_2)^{\frac{1}{2}} + \dots + 1/(S_m)^{\frac{1}{2}} \right)^2 \right]$$

2.2.6.- Pendiente Del Cauce Principal

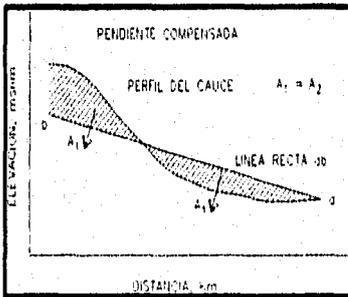
Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media, para ello existen varios métodos, de los cuales se mencionan tres:

a) La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividiendo entre su longitud medida en planta.



Pendiente del cauce principal

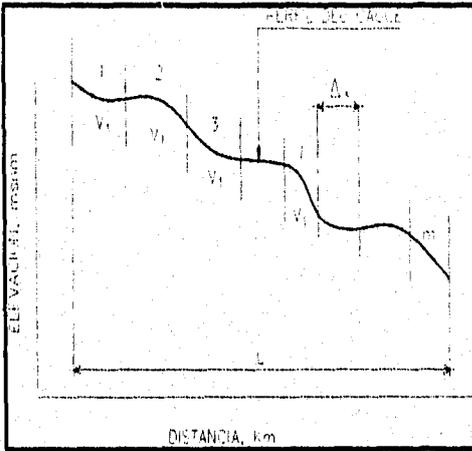
b) La pendiente media es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas abajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea.



Pendiente del cauce principal

$$S = \left[L / \left(l_1 / S_1^2 + l_2 / S_2^2 + \dots + l_m / S_m^2 \right) \right]^2$$

Donde l_i es la longitud del tramo i .



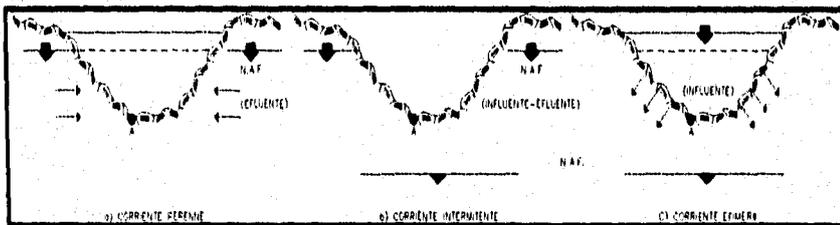
Pendiente del cauce principal

2.2.7.- Clasificación De Las Corrientes

La corriente se clasifica de varias maneras, pero la más interesante en la ingeniería hidrológica son tal vez la siguiente:

a) Por el tiempo en que transportan agua. Según esta clasificación las corrientes pueden ser perennes, intermitentes o efímeras (ver figura).

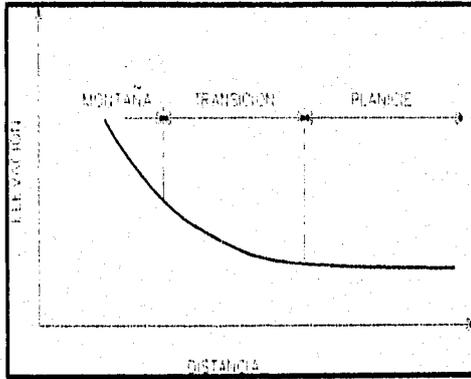
En una corriente perenne el punto más bajo del cauce se encuentra siempre abajo del nivel de aguas freáticas. Estas corrientes transportan agua durante todo el año y siempre están alimentadas, totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir son afluentes. Una corriente intermitente transporta agua durante la época de lluvias de cada año, cuando el nivel freático asciende hasta quedar por encima del punto A (figura b). En épocas de secas el nivel freático queda por debajo de dicho punto y la corriente no transporta agua, salvo cuando se presenta alguna tormenta. En el caso de las corrientes efímeras o influentes el nivel freático esta siempre abajo del punto A (figura c) y transporta agua inmediatamente después de una tormenta, y, en este caso, alimenta a los almacenamientos de agua subterránea.



b) Por su posición topográfica o edad geológica. De acuerdo con esta clasificación los ríos pueden ser de montaña o juveniles, de transición o maduros, o bien de planicie o viejos (ver figura).

En un mismo cauce se puede encontrar los tres tipos de ríos. Los ríos de montaña, característicos de cotas elevadas sobre el nivel del mar, tienen grandes pendientes y pocas curvas y, debido a las altas velocidades que alcanza el agua, sus cauces están generalmente formados por cantos rodados con un poco de grava y casi nada de finos. Los ríos de planicie, por el contrario, presentan

números meandros debido a las bajas velocidades del agua y su cause se forma por arenas y finos. En general, estos ríos se encuentran en cotas cercanas al nivel del mar. Los ríos de transición están en una situación intermedia entre los dos anteriores: presentan algunas curvas, con velocidad de agua moderadas y sus cauces están formados básicamente por grava, con algo de cantos rodados y arena.



Clasificación de corrientes

(por su posición topográfica o edad geológica)

CAPITULO III

PRECIPITACIÓN

Objetivo: Analizar los datos de precipitación para su uso como elemento de diseño hidráulico.

CAPITULO III

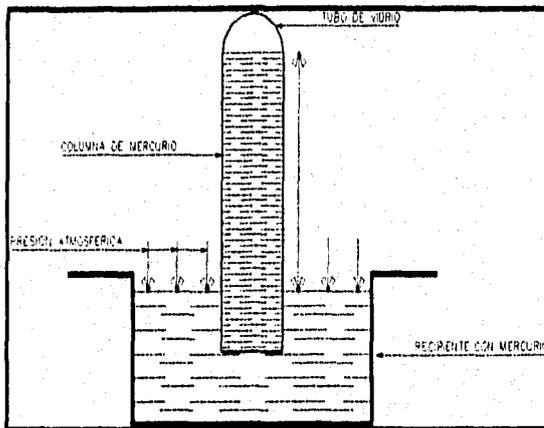
PRECIPITACIÓN

3.1.- Elementos De Hidrometrología.

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 a la ingeniería hidrológica se denomina hidrometeorología. Aun cuando esta dentro de la meteorología, la hidrometeorología constituye por si misma toda una ciencia.

A continuación veremos una serie de conceptos necesarios para el planteamiento de algunos modelos simples de lluvia.

Presión atmosférica. - Es el peso de la columna de aire que gravita sobre una unidad de área.



Experimento de Torricelli

La presión atmosférica se mide generalmente con aparatos que usan el mismo principio 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 de aproximadamente $h = 760$ mm. de Hg. La altura h se usa como unidad de presión. Otras unidades de presión muy usadas son el bar ($1 \text{ bar} = 760 \text{ mm de Hg}$), la atmósfera ($1 \text{ atmósfera} = 1.033 \text{ Kg/cm}^2$).

Un bar se define como la presión que existe en promedio al nivel del mar con una temperatura de 0° C. Existe una convención internacional que estipula que la presión estándar o de referencia sea la que se tiene al nivel del mar y con una temperatura de 15° C, que es de 1013.2 mb (1 bar = 1000 mb, mb = milibares).

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

$$P = 1013.2 \frac{(288 - 0.0065 z)}{(288)} = 5.256$$

Donde:

z = a la altitud sobre el nivel del mar

m y p = presión en mb.

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

La presión de vapor de saturación es la presión de vapor que existe en una masa de aire cuando está saturada.

Humedad relativa.- Es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación expresada en porcentaje:

$$H_r = 100 \frac{e_a}{e_d} \quad (3)$$

donde:

e_a = la presión de vapor real

e_d = es la presión de vapor de saturación

H = es la humedad relativa en %

La humedad relativa se mide por medio del hidrógrafo, 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.

Humedad absoluta.- Es la masa de vapor de agua contenida en una unidad de volumen de aire:

$$p_v = \frac{\text{masa de vapor}}{\text{volumen de aire}} = \frac{M_v}{V} \quad (4)$$

Donde:

p_v es la humedad absoluta también llamada densidad de vapor o concentración de vapor.

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

$$H_s = q = \frac{M_v}{M_a + M_v} = \frac{P_v}{P_a + P_v} = \frac{P_v}{P} \quad (5)$$

donde:

H_s o q es la humedad específica

M_a es la masa de aire seco

P_a es la densidad de aire seco

P es la densidad de aire húmedo

Con base en lo anterior podemos definir a la precipitación de la siguiente forma:

3.1.1.- Definición De Precipitación.

Es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proviene de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación la precipitación puede ser por convección, orografía y ciclónica.

3.1.1.1.- Precipitación Por Convección.

Es la más común en los trópicos. Se origina por el levantamiento de masas de aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. Al irse elevando dichas masas de aire se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y precipitación.

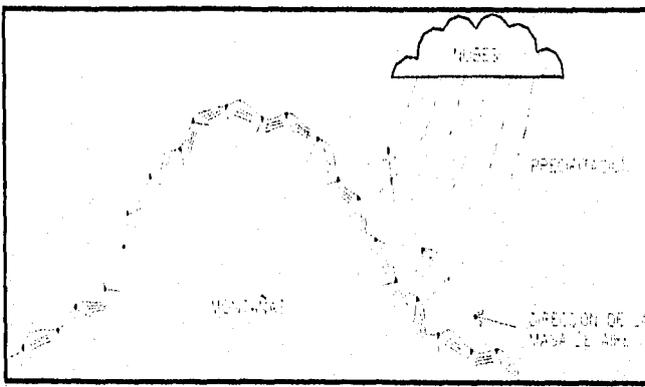
3.1.1.2.- Precipitación Orográfica.

Es la precipitación debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas. No es muy claro si el efecto de las montañas ejerce una acción directa de sustentación o si induce a turbulencias y corrientes de convección secundarias, pero en cualquier caso ocurre un levantamiento vertical de la masa de aire, produciéndose un enfriamiento de esta, originándose así la condensación y consecuentemente la precipitación.

3.1.1.3.- Precipitación Ciclónica.

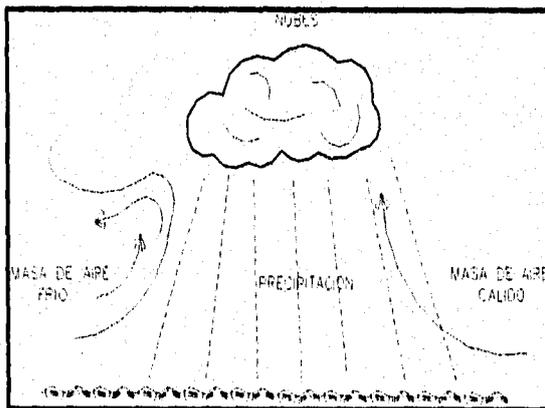
La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto entre masas de aire con diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser o no frontal y puede ocurrir donde existe una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire con una área de baja presión.

La precipitación frontal es originalmente por el levantamiento de aire caliente sobre el frío. Dicho levantamiento de aire caliente sobre el frío. Dicho levantamiento puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío o cuando el aire frío se mueve sobre el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo se tendrá un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre un área bastante grande y es ligera y continua. La precipitación originada por un frente frío es intensa y de corta duración.



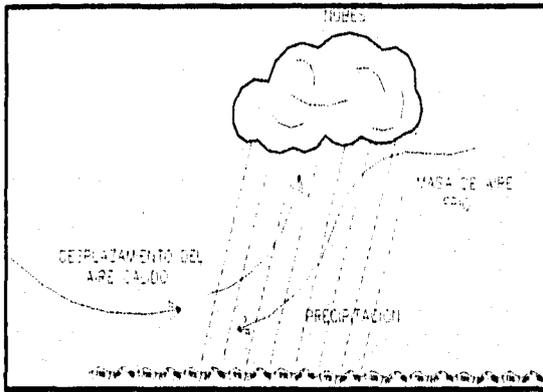
Fenómeno Orográfico

Fenómeno llamado orográfico.- Por su proceso de formación frecuentemente en los barloventos de las montañas (lado donde pega el viento)



Frente Frío

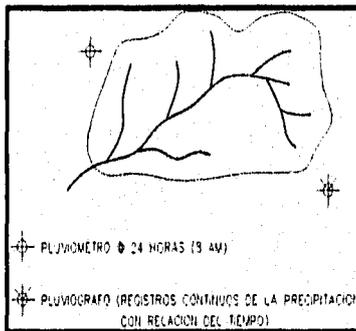
Frente frío.- La masa de aire frío por su mayor densidad levanta la masa de aire caliente penetrando en ella; lo que trae consigo que el aire debe deslizarse sobre la vertiente del cono de masa de aire frío.



Frente Caliente

Frente caliente.- Se presenta cuando una masa de aire cálido y de mayor velocidad se sobrepone a una masa de aire frío de menor velocidad.

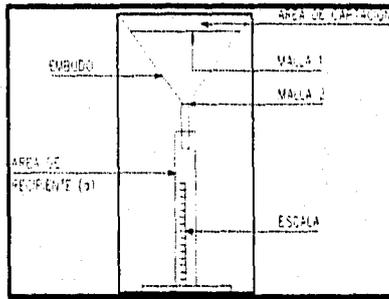
3.2.- Medición De La Precipitación.



Dependencias oficiales encargadas de la medición.

- Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.)
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicas (SARH).
- Observatorio Meteorológico Nacional (OMN).
- Comisión Internacional de Límites y aguas (CILA).
- Secretaría de la Defensa Nacional (SEDENA).
- Departamento del Distrito Federal (DDF).
- (Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica) DGOH.

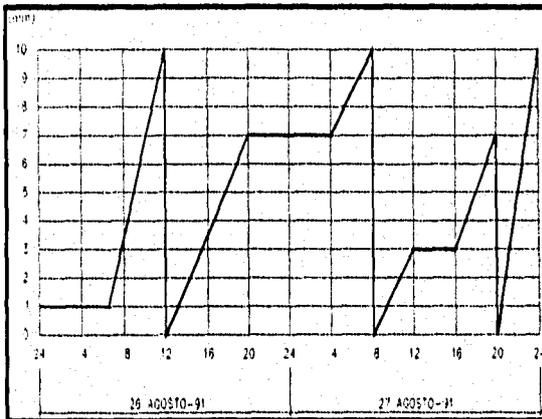
Pluviómetro.- Son aparatos que miden la precipitación en forma puntual a cada 24 horas.



Pluviografo.- Aparato de medición de la precipitación cuyo registro se realiza de manera continua durante las 24 horas del día. Dicho aparato esta equipado con un sistema de reloj además de un graficador de la precipitación.

Ejemplo de Registro pluviografico:

Cual es la magnitud de la lluvia en el periodo comprendido de la 4 AM del 26 de agosto a las 8 AM. del 27 del mismo mes de 1991.



$$8 - 12 = 10 - 3.5 = 6.5 \text{ mm}$$

$$12 - 16 = 3.5 - 0 = 3.5 \text{ mm}$$

$$16 - 20 = 7 - 3.5 = 3.5 \text{ mm}$$

$$20 - 24 = 0 \text{ mm}$$

$$24 - 4 = 0 \text{ mm}$$

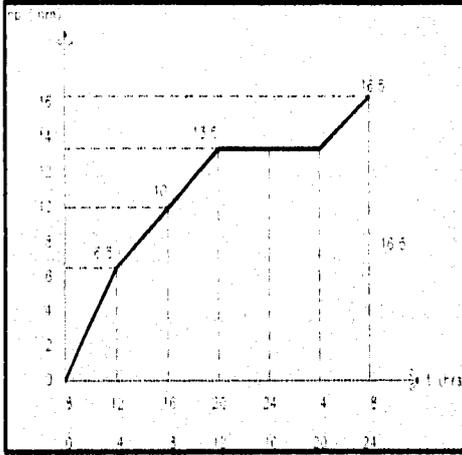
$$4 - 8 = 7 - 10 = 3 \text{ mm}$$

.....

$$16.5 \text{ mm}$$

Elaboración de la curva de la precipitación:

La curva masa es la representación gráfica de la lluvia acumulada en un cierto periodo de tiempo. Normalmente esta gráfica se obtiene de dibujar en forma continua el registro pluviográfico.



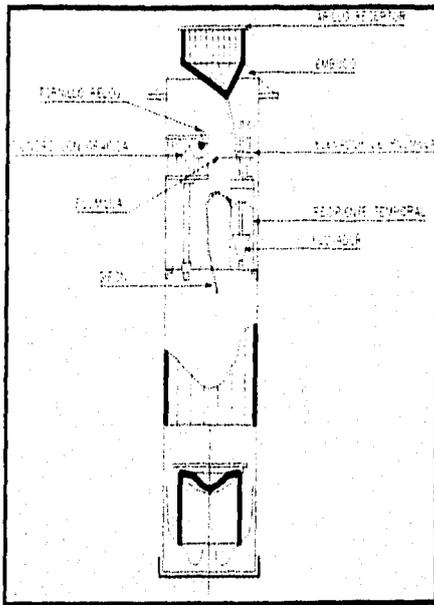
Curva masa de la precipitación

Hietograma:

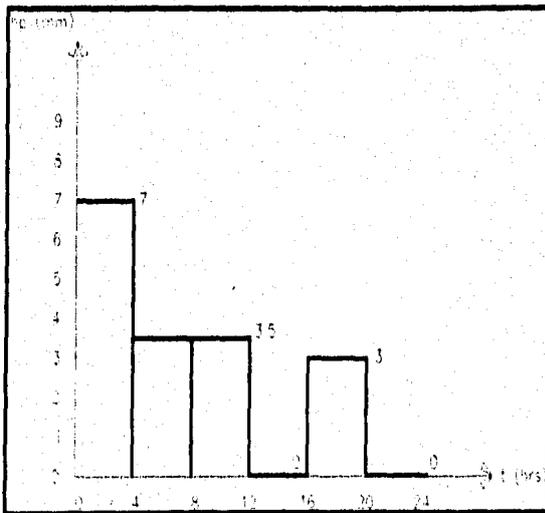
Es la representación gráfica en forma de barras de hietograma de frecuencia para un cierto periodo de tiempo. Se basa en el análisis de la curva masa.

Por ejemplo:

Construir los hietogramas para el registro pluviográfico indicado para $t = 4, 8, 12, 16, 20$ y 24 horas.



Pluviometro



Hietograma $\Delta t = 4$ hrs

3.3.- Análisis De Datos De Precipitación, Lluvia Media, Curva Masa Media, Inferencia De Datos Faltantes. Ajuste De Registros, Curva Altura De Precipitación - Área - Duración, Transposición De Tormentas, Curva De Intensidad - Duración - Período De Retorno.

3.3.1.- Lluvia Media.

En general la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. los aparatos descritos anteriormente registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto que esta instalado al aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la lluvia media de una tormenta dada, existen tres métodos de uso generalizado:

Método Aritmético.

Polígonos de Thiessen

Método de las Isoyetas.

3.3.2.- Método Aritmético.

Consiste simplemente en obtener el criterio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis:

$$hp = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n hp_i$$

Donde:

hp = altura de precipitación media en la cuenca en mm

hp_i = altura de precipitación registrada en la estación.

n = número total de estaciones bajo análisis

3.3.3.- Polígonos De Thiessen.

Este método consiste en los siguientes:

1.- Unir mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre si. Con ello se forma triángulos cuyos vértices están en las estaciones pluviométricas.

2.- Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. por geometría elemental las líneas correspondientes a cada triángulo corresponderán en un solo punto.

3.- Cada estación pluviométrica quedará por las líneas rectas del paso dos que forman los llamados polígonos de Thiessen y en algunos casos en parte por el parte aguas de la cuenca. El área encerrada en los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente.

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

$$hp = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i hp_i$$

donde:

hp = altura de precipitación media en la cuenca, en mm

hp_i = altura de precipitación "i" registrada en la estación i

A_i = área de influencia de la estación i (polígonos de Thiessen) en km²

A_t = área total de la cuenca en km²

3.3.4.- 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 del método de polígonos de Thiessen, pero ahora el peso es el área A_i entre cada dos isoyetas y el parte aguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, hp_i

$$hp = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n hp_i A_i$$

b) Por polígonos de Thiessen.

Las áreas de influencia de cada estación son:

$$A_1 = 4613 \text{ km}^2, A_2 = 1170 \text{ km}^2, A_3 = 2802 \text{ km}^2,$$

$$A_4 = 4061 \text{ km}^2, A_5 = 3314 \text{ km}^2, A_6 = 1390 \text{ km}^2$$

$$hp = \frac{1}{17350} (12 \times 4613 + 9 \times 1170 + 19 \times 2802 + 14 \times 4061 + 23 \times 3314 + 27 \times 1390)$$

$$hp = 16.7 \text{ mm}$$

c) Por el método de isoyetas, en la figura se ilustra el trazo de las isoyetas para este caso. A un lado de cada estación se anota la precipitación registrada.

Como se observa en la figura si se traza isoyetas a cada 5 mm., la cuenca queda dividida en cinco partes. Las áreas y alturas de precipitación media en cada parte son las siguientes.

$$A_1 = 368 \text{ km}^2; hp_1 = 7.5 \text{ mm}$$

$$A_2 = 7295 \text{ km}^2; hp_2 = 12.5 \text{ mm}$$

$$A_3 = 5452 \text{ km}^2; hp_3 = 17.5 \text{ mm}$$

$$A_4 = 2237 \text{ km}^2; hp_4 = 22.5 \text{ mm}$$

$$A_5 = 1998 \text{ km}^2; hp_5 = 27.5 \text{ mm}$$

y la altura de precipitación media resulta:

$$hp = \frac{1}{17350} (7.5 \times 368 + 12.5 \times 7295 + 17.5 \times 5452 + 22.5 \times 2237 + 27.5 \times 1998)$$

$$hp = 17 \text{ mm.}$$

El método aritmético es el más simple de todos, pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, pues le asigna el mismo peso a todas las alturas de precipitación registradas; por ello, es útil únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, o bien para tener solo una idea aproximada de la altura de precipitación media.

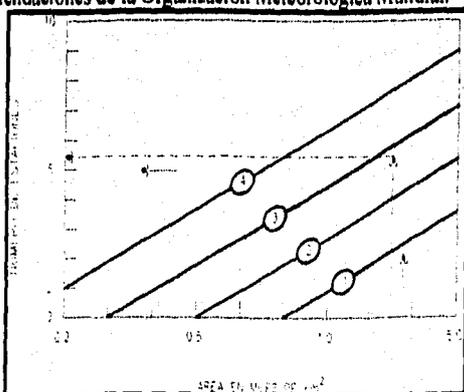
Por el contrario el método de los polígonos de Thiessen si toma en cuenta la distribución de la estaciones en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y de otro tipo que afectan a la distribución o área de la lluvia; este método es, sin embargo, más conveniente que el de las isoyetas desde el punto de vista práctico, particularmente para cálculos repetitivos como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

El más preciso de todos es el método de las isoyetas si estas se dibujan de manera que tome en cuenta los efectos topográficos en la distribución o área de la lluvia, para lo que es necesario tener cierta experiencia. Por otra parte, es el método más laborioso de los tres, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferentes. Si las isoyetas se trazan indiscriminadamente, por ejemplo suponiendo una variación lineal de la altura de precipitación entre las estaciones, su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen.

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 estimación de la precipitación media. El error estándar en el calculo de la lluvia media en porcentaje, E, depende del área de la cuenca a y el número de pluviografos n en la forma:

$$E = a A^b N^c$$

donde: a, b y c son constantes; b y c pueden tomarse de manera aproximada como 0.2 y 0.5, respectivamente, y a depende de las características de la cuenca y las tormentas. En la figura siguiente se muestra la cantidad mínima de pluviografos necesaria para calcular la precipitación media según las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial.



La curva que debe utilizarse depende de los días de tormenta por año y el escurrimiento medio anual, como se muestra en la siguiente tabla.

En todos los casos es recomendable tener datos de al menos dos estaciones en una cuenca.

Esc. medio anual, cm/año	Días de tormenta por año		
	< 30	30 - 45	> 45
> 15	curva 1	curva 2	curva 3
< 15	curva 2	curva 3	curva 4

3.3.5.- Curva Masa Media.

Los métodos descritos anteriormente 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 en 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:

$$F_a = \frac{h_{pis}}{h_{po}}$$

Donde:

h_{pis} = la altura de precipitación media de toda la tormenta calculada con el método de las isoyetas.

h_{po} = la misma altura, pero calculada con el método aritmético o el de polígonos de Thiessen. Con esto se obtiene una curva llamada curva masa media ajustada.

Ejemplo. Construir una curva masa media ajustada para la cuenca y la tormenta de la figura 6.21 si la curva masa de cada estación son las mostradas en la figura 6.26

Hora	hp 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

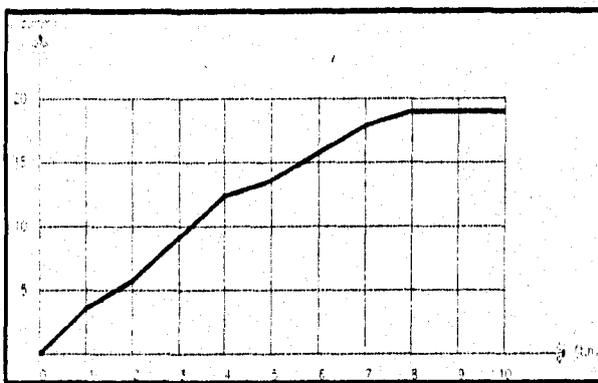


Fig. 6.27

3.3.6.- Deducción De Datos Faltantes.

Es frecuente que un registro de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o fallas del aparato registrador. En estos casos se pueden 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 gráfica como las de las figuras 6.28a y 6.28b, donde se correlacionan las precipitaciones en la estación más cercana, o bien la precipitaciones medias en una estimación cercana o el promedio de las medidas de varias estaciones circundantes consideradas en los días en cuestión para reducir los datos faltantes.

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

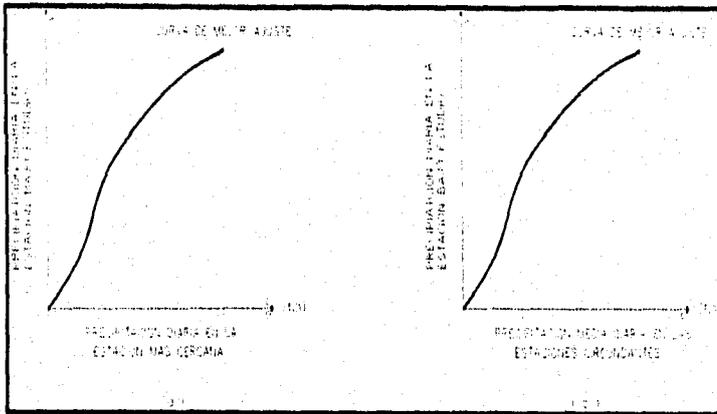


Fig. 6.28

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

$$h_{px} = \left[\frac{1}{n} \frac{P_x}{P_1} hp_1 + \frac{P_x}{P_2} hp_2 + \dots + \frac{P_x}{P_n} hp_n \right]$$

Donde:

hp_i = altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i .

hp_x = 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 es recomendable que el número de estaciones auxiliares n sea como mínimo tres.

3.3.7.- Ajuste De Registro De Precipitación.

Cuando en una estación pluviométrica tiene lugar algún cambio en las condiciones de medición, de localización o de las estaciones adyacentes las tendencias del registro sufren normalmente alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su no homogeneidad. Para destacar y corregir estas alteraciones se usa una técnica llamada curva masa doble, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan, mientras que la lluvia acumulada de una estación particular se afecta de inmediato ante la frecuencia de cambios importantes. Así, si en una gráfica se pone en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se pone la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta siempre que en esta no hayan existido cambios que no sean importantes; en caso contrario, la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes. Por ejemplo, en la gráfica de la figura (6.29) se observa que hubo algún cambio a partir de 1976. Entonces, para que los datos registrados en la estación en todos los años sean consistentes, los registros anteriores a 1976 se pueden "corregir" multiplicándolos por el factor de ajuste:

$$Fa = \frac{A}{B} = \frac{0.83}{0.63} = 1.32$$

Para que el ajuste sea suficientemente confiable, conviene que el número de estaciones circundantes usadas no sea menor de 10. Por otra parte, si en la zona en estudio hay variaciones muy apreciables de la precipitación en cada época del año, es conveniente hacer ajustes por separado para cada época. Así por ejemplo, se puede hacer un ajuste para la época de lluvias y otro para la sequía.

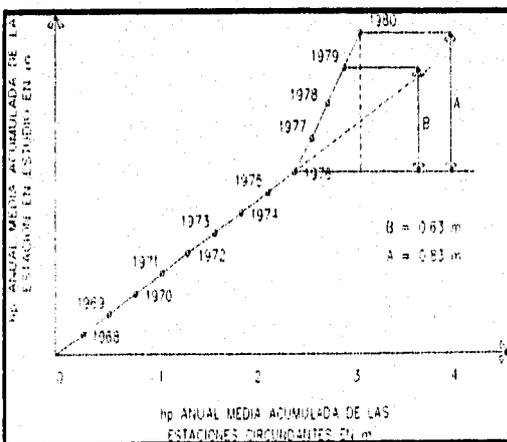


Fig. 6.29

3.3.8.- Curvas Altura De Precipitación - Área - Duración ($h_p - A - d$).

Las curvas altura de precipitación - área - duración sirven para determinar el potencial de precipitación que existe en una zona dada, y además, constituyen uno de los métodos más simples que existen para trasponer tormentas de un sitio a otro. Este análisis trata de establecer las cantidades máximas de precipitación que se producen en diferentes áreas y para diferentes duraciones, en base a una red de estaciones que registran simultáneamente la precipitación durante una tormenta dada. Estas curvas se extrapolan a sus valores máximos probables para ser usadas en estudios de estimación de avenidas.

Cuando se tienen datos de una tormenta, el procedimiento para determinar estas curvas es el siguiente:

- a) Las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo.
- b) Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas.
- c) Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total de la tormenta, medida tanto con estaciones pluviográficas como pluviométricas.
- d) Calcular el área encerrada entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media de esta área. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será la encerrada entre la isoyeta y el parteaguas.
- e) Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica que queda entre cada dos isoyetas.
- f) Determinar la curva masa media correspondiente al área encerrada por cada isoyeta y el parteaguas.
- g) Seleccionar diferentes duraciones de interés, que en general pueden ser múltiplos de 6 horas, aunque este intervalo varía en función del área de la cuenca.
- h) Para cada duración seleccionar los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculadas en el inciso f, de manera que estén situados en intervalos de tiempo contiguos.
- i) Dibujar los datos de área, altura de precipitación y duración.

Ejemplo:

Información requerida:

- Datos pluviográficos
- Tormentas más desfavorables
- Plano de isoyetas
- Polígonos de Thiessen

Datos:

Estación	0 - 8	8 - 12	16 - 24
A	10	50	55
B	**	**	20
C	**	**	20

Interferencia de la información faltante en las estaciones B y C.

$$hp_{24} A = 55 \text{ mm}$$

$$F.A = \frac{20}{55} = 0.364$$

$$hp_{24} B = hp_{24} C = 20 \text{ mm}$$

$$0.364 * 10 = 3.6 \text{ mm}$$

$$0.364 * 50 = 18.2 \text{ mm}$$

Estación	0 - 8	8 - 12	16 - 24
A	10	50	55
B	3.6	18.2	20
C	3.6	18.2	20

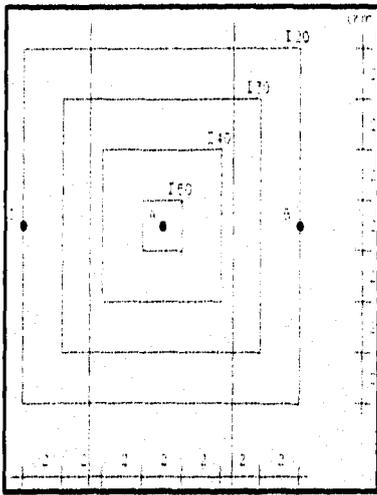
Isoyeta mm	Área Km ²	Área neta Km ²	h _{pm} mm	Vol. neto de lluvia mm x Km ²	Vol. acumulado mm x Km ²	h _{pm} mm
50	4	4	52.5			52.5
40	36	32	45.0	210	210	45.8
30	100	64	35.0	1440	1650	38.9
20	196	96	25.0	2240	3890	32.09
				2400	6290	

Isoceta Envolvente	Precipitación media mm	Área total Km ²	Descripción	Área Efec. %	0 - 8	8 - 16	16 - 24	
50	52.5	4	Est. A	1.0				
			*1		10	50	55	
			*2		9.5	47.5	52.5	
40	45.8	36	Est. A	1.0				
			*1		10	50	55	
			*2		8.3	41.6	45.8	
30	38.9	100	Est. A	0.7				
			*1		10	50	55	
			*2		8.3	33.3	42	
20	32.09	196	Est. B	0.15				
			Est. C		3.6	18.2	20	
			h _{pm}		3.6	18.2	20	
			*1	0.15				
			*2		8.08	40.5	44.5	
			*3		7.06	35.4	39	
			Est. A	0.5				
			*1		7.06	28.3	3.6	
			*2		28.3	35.4	39	
Est. B	0.25							
*1		0	50	55				
*2		3.6	18.2	20				
Est. C	0.25							
h _{pm}		3.6	18.2	20				
*1		3.6	18.2	20				
*1	0.25							
*2		6.8	34.1	37.5				
*3		5.78	29.0	31.9				
					5.78	23.2	2.9	
					23.2	29.0	31.9	

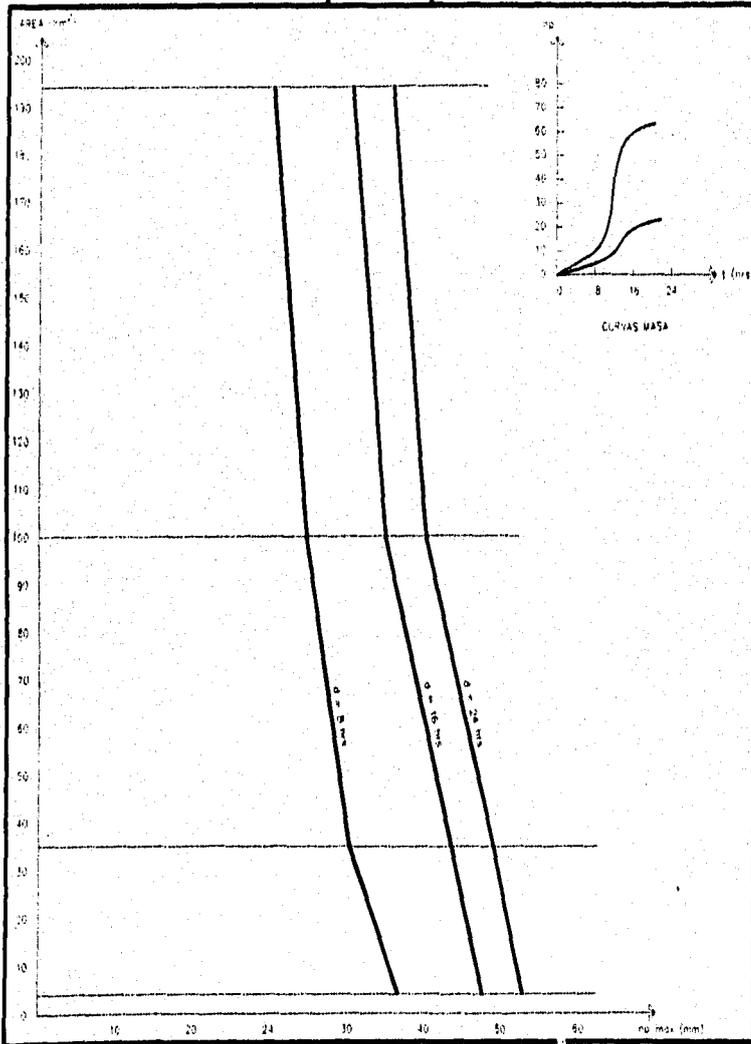
*1 = Curva masa ajustada

*2 = Incremento ajustado

*3 = Precipitación máxima para un Δt



#2 plano de Isoyetas



Curvas alturas de precipitación - área - duración

La precipitación máxima probable, es la máxima altura de lluvia posible de acuerdo con las condiciones meteorológicas de la zona, también se le puede definir como la máxima altura de lluvia que se producirá en una región si ocurrieren simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

Método para estimar la P.M.P.

Los métodos estadísticos son ampliamente utilizados para analizar los requisitos hidrológicos para fines de diseño.

El método propuesto por David M. Hershfield se emplea cuando se dispone de suficientes datos de precipitación. Para que sea posible la aplicación del método es necesario contar con un registro de lluvias máximas anuales en 24 horas y cuyo periodo de registro debe ser mayor o igual a 10 años.

La precipitación máxima probable se expresa como:

$$P.M.P. = x_n + k_m S'_n$$

Donde:

P.M.P = precipitación máxima probable en 24 hrs. en mm.

x_n , S'_n = media y desviación estándar respectivamente de la serie anual de lluvias máximas observado y longitud de registro.

k_m = factor de frecuencia, función de la media de la serie anual

Secuela de aplicación del método de Hershfield (ejemplo).

Obtener la P.M.P. en la cuenca del Alto Tacambaro empleando el método de Hershfiels.

La cuenca del Alto Tacambaro cuenta con varias estaciones pluviométricas de las cuales la más representativa de esta es la estación Tacambaro según el polígono de Thiessen trazado para la cuenca; el área de la cuenca es de 1100 km².

En el cuadro siguiente se presentan las lluvias máximas anuales en 24 horas, registradas para la estación Tacambaro.

Año	hp (max.)
1957	68.5
1958	63.2
1959	52.0
1960	35.5
1961	85.6
1962	55.6
1963	57.0
1964	53.5
1965	55.3
1966	43.2
1967	74.5
1968	50.0
1969	97.4
*	
1971	88.3
1972	66.5
1973	84.3
1974	78.2
1975	58.0
1976	89.6
1977	58.5
1978	81.0
1979	84.5
1980	134.7

Primer paso.- Se integra una serie anual.

Segundo paso.- De la serie anual formada se suprime el evento máximo (134.7 mm)

$$(x_n, S'_n)$$

a) Se calcula la media y desviación estándar para todo el registro.

$$(x_{n-1}, S'_{n-1})$$

b) Se calcula la media y desviación estándar para todo el registro, pero suprimiendo el evento máximo.

$$x_n = 70.2 \text{ mm}$$

$$S'_n = 21.7 \text{ mm}$$

$$x_{n-1} = 97.3 \text{ mm}$$

$$S'_{n-1} = 16.9 \text{ mm}$$

Tercer paso.- Se obtiene el valor de k_m , entrando a la figura (6.1) con los valores de $x_n = 70.2$ mm y duración igual a 24 horas.

$$k_m = 16.3$$

Cuarto paso.- Ajuste de la media y la desviación estándar para la máxima precipitación observada.

$$\frac{67.3}{70.2} = 0.958 ; \frac{16.9}{21.7} = 0.779$$

empleando la figura 6.2 y 6.3, se obtiene:

Para la figura 6.2 0.958 $f_1 = 0.996$

Para la figura 6.3 0.779 $F_1 = 0.90$

Quinto paso.- Ajuste por tamaño de la muestra.

Utilizando el valor de la longitud del registro (23 años) entrando con este valor a la figura 6.4, se determinara el factor de ajuste correspondiente a la media y desviación estándar del registro.

Factor de ajuste de la medida $f_2 = 1.0127$

Factor de ajuste de la desviación estándar $F_2 = 1.0625$

Sexto paso.- Calculo de la P.M.P.

a) Obtención de la media ajustada (x_n aj)

$$x_n \text{ aj} = f_1 f_2 x_n = 0.996 * 1.0127 * 70.2$$

$$x_n \text{ aj} = 70.8$$

b) Obtención de la desviación estándar ajustada (S'_n aj)

$$S'_n \text{ aj} = 0.90 * 1.0625 * 21.7$$

$$S'_n \text{ aj} = 20.75$$

c) Obtención de la P.M.P. por intervalo fijo y único de observación 1.13

$$P.M.P = x_n \text{ aj} + k_m S'_n \text{ aj} = 70.8 + 16.3 * 20.75 = 409.0 \text{ mm}$$

Séptimo paso.- corrección de la P.M.P. por intervalo fijo y único de observación 1.13

$$P.M.P. = 462 * 0.91 = 420.4 \text{ mm.}$$

Octavo paso.- Corrección por área de la cuenca

$$A = 1100 \text{ km}^2 \text{ y } d = 24 \text{ hrs.}$$

de la figura 6.6 se obtiene un valor de 0.91

Por lo tanto:

$$P.M.P = 462 * 0.91 = 420.4 \text{ mm.}$$

De acuerdo con lo anterior empleando la figura 6.5 se podrán determinar los valores de la precipitación para duraciones diferentes de 24 horas.

3.3.10.- Curvas Intensidad - Duración - Período De Retorno (I - D - Tr),

Para obtener dichas curvas es aplicable el método de regresión lineal múltiple que emplea una ecuación del tipo:

$$i = \frac{k Tr^m}{d^n} \quad (1)$$

donde:

i = intensidad de lluvia en mm/hr.

Tr = periodo de retorno en años

d = duración de la tormenta en minutos

k , m y n = parámetros que deben obtenerse después de aplicar el método de regresión lineal múltiple.

Tomando logaritmos en la ecuación (1) se llega a la ecuación siguiente.

$$\log i = \log k + m \log Tr - n \log d \quad (2)$$

La ecuación (2) es de la forma:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (3)$$

donde:

$$y = \log i$$

$$a_0 = \log k$$

$$a_1 = m$$

$$x_1 = \log Tr$$

$$a_2 = -n$$

$$x_2 = \log d$$

La ecuación (3) puede resolverse por medio del sistema de ecuaciones siguiente:

$$\sum y = na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2$$

$$\sum x_2 y = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2$$

$$\sum x_1 y = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2$$

La aplicación de criterio se llevará a cabo realizando un ejemplo práctico:

Presa Malpaso

Estado de Chiapas.

Estación Malpaso II

Como una forma de agilizar el ejercicio aquí únicamente se analizan 3 años de la información disponible. Es aconsejable que el periodo mínimo de análisis será mayor o igual a diez años.

Vale la pena también que en esta parte del curso se defina lo que significa periodo de retorno (Tr).

Periodo de retorno.- Es el periodo de tiempo promedio en años, en el cual un evento hidrológico (lluvia, escurrimiento, etc.) puede ser igualado o excedido una vez.

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

Donde:

Tr = periodo de retorno en años

n = número total de años de registro

m = número de orden

Estación Malpaso II Chiapas.

Intensidad máximas anuales mm/hr.

Año	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
197	198	129	106	109	94	75.	59	45.	37.	31.
3	253	159	120	.5	87.	3	63.	8	1	0
197	.2	109	.4	109	2	74.	5	51.	44.	40.
4	381	.9	127	.5	63.	4	33.	8	8	7
197	.6		.3	95.	7	42.	4	29.	27.	25.
5				5		5		8	6	2

Ordenamiento de datos del mayor al menor

m	Tr	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	4	381	190	127	109	94	75	63	51	44	40
2	2	6	9	3	5	0	3	5	8	8	7
3	1.3	235	159	120	109	87	74	59	45	37	31
		2	0	4	5	2	4	0	8	1	0
		198	129	106	95	63	42	33	29	27	25
			0	0	5	7	5	4	8	6	2

Logaritmos de las intensidades (log i)

Tr	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	suma
4	2.5	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6	1.6	19.63
	816	808	048	394	731	768	143	143	512	096	45
2	2.3	2.2	2.0	2.0	1.9	1.8	1.6	1.6	1.5	1.4	18.99
	714	013	806	394	405	716	609	609	694	914	73
1.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	17.68
	967	105	253	800	041	283	742	742	409	014	53
suma	7.2	6.5	6.2	6.0	5.7	5.3	5.0	4.8	4.6	4.5	56.31
	497	908	107	588	177	768	974	494	616	024	72

$$\sum y = \sum_{i=1}^n \log i = 56.3172$$

$$\sum x_1 = 10 \sum_{i=1}^n \log Tr = 10 (\log^2 4 + \log^2 2 + \log^2 1.33) = 10.2694$$

$$\sum x_1^2 = 10 \sum_{i=1}^n (\log Tr)^2 = 10 (\log^2 4 + \log^2 2 + \log^2 1.33) = 4.6843$$

$$\sum x_2 = 3 \sum_{i=1}^n \log d = 3 (\log 5 + \log 10 + \dots + \log 120) = 45.2010.2694$$

$$\sum x_2^2 = 3 \sum_{i=1}^n \log^2 d = 3 (\log^2 5 + \log^2 10 + \dots + \log^2 20) = 73.7579$$

$$\sum x_1 y = \log 4 (19.6345) + \log 2 (18.997) + \log 1.33 (17.6853) = 19.7$$

$$\sum x_1 y = \log 5 (7.247) + \log 10 (6.5928) + \dots + \log 20 (4.5024) = 81.159$$

$$\sum x_1 x_2 = \left(\sum_{i=1}^n \log Tr_i \sum_{i=1}^n \log d_i \right) = (1.0269) (15.0668) = 15.472$$

sustituyendo valores en la ecuación (4) se tiene:

$$56.3172 = 30 a_0 + 10.2694 a_1 + 45.20 a_2$$

$$19.73 = 10.2694 a_0 + 4.68 a_1 + 15.472 a_2$$

$$81.1594 = 45.20 a_0 + 15.472 a_1 + 73.7579 a_2$$

resolviendo:

$$a_0 = 2.7283 = \log k ; k = \text{anti log } a_0 = 534.93$$

$$a_1 = 0.3862$$

$$a_2 = -0.6526$$

$$\log i = k + a_1 \log Tr + a_2 \log d$$

$$\log i = 534.93 + 0.3862 \log Tr - 0.6526 \log d$$

obtenemos el antilogaritmo se llega a:

$$i = \frac{534.93 (Tr)^{0.3862}}{d^{0.6526}}$$

$$i = \frac{k Tr^m}{d^n}$$

$$k = 534.93$$

$$m = 0.3862$$

$$n = 0.6526$$

Por ejemplo:

para $d = 60$ min

$T_r = 2$ años

$$i = \frac{534.93 (2)^{0.3862}}{(60)^{0.6526}} = 48.3 \text{ mm/hr}$$

para $d = 30$ min

$T_r = 1.33$

$$i = \frac{534.93 (1.33)^{0.3862}}{(30)^{0.6526}} = 64.9$$

$i = 64.9 \text{ mm/hr}$

precipitación acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se pone la lluvia anual acumulada en la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta siempre que en esta no hayan existido cambios o no sean importantes; en caso contrario la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual comenzó a operar en condiciones diferentes. Por ejemplo en la gráfica 6.29 se observa que hubo algún cambio a partir de 1976. Entonces para que los datos registrados en la estación en todos los años sean consistentes, los registros anteriores a 1976 se pueden corregir multiplicando por el factor de ajuste:

$$F_a = \frac{A}{B} = \frac{0.83}{0.63} = 1.32$$

Para que el ajuste sea suficientemente confiable, conviene que el número de estaciones circundantes usadas no sea menor que diez. Por otra parte, en la zona de estudio hay variaciones muy aceptables de la precipitación en cada época del año, es conveniente hacer ajustes por separado para cada época. Así, por ejemplo, se puede hacer un ajuste para la época de lluvias y otro para la sequía.

CAPITULO IV

ESCURRIMIENTO

Objetivo: Analizar los datos de escurrimiento para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO IV

ESCURRIMIENTO

4.1.- Tipos De Escurrimiento.

Cuando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o relación del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso de escurrimiento, esto es se desplaza por gravedad hacia las partes más bajas de la cuenca, reconociendo los arroyos hasta llegar a los ríos.

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos en tres clases; escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores se infiltran hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienzan a llenar las depresiones del terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento, llamado flujo en la superficie del terreno, se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos (es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas). Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en escurrimiento de corrientes.

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el escurrimiento superficial. Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama *escurrimiento superficial*; la otra parte, que se infiltra hasta niveles inferiores al freático se denomina *escurrimiento subterráneo*.

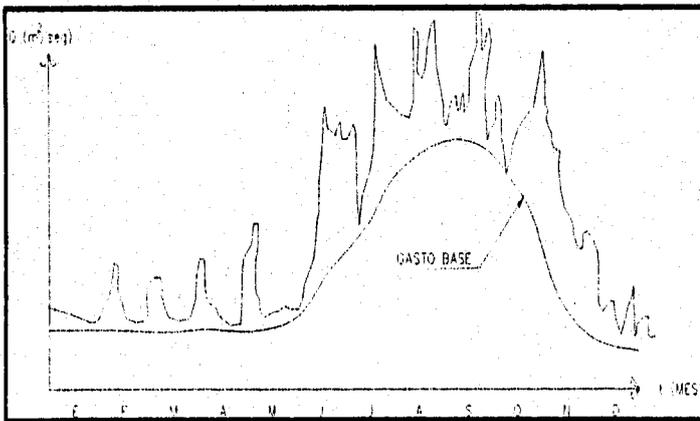
De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta en particular, a menos de que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguirlo de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

La clasificación anterior, aunque ilustrativa, no deja de ser arbitraria. El agua puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminando como escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la inversa, el escurrimiento subsuperficial puede emerger a la superficie si en su camino se encuentra con un estrato muy permeable que aflora en una ladera. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

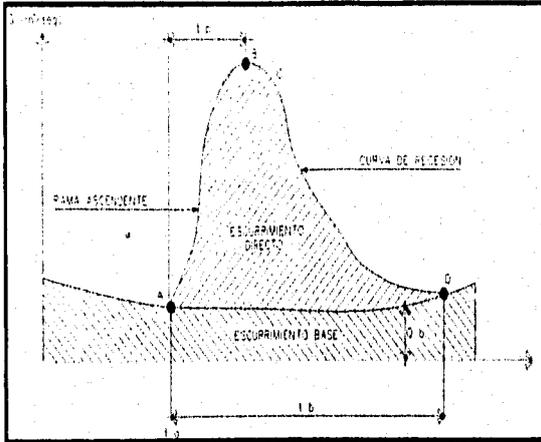
Hidrogramas y su análisis.

Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la siguiente:



Hidrograma.

Una gráfica como la anterior se denomina Hidrografía, como cualquiera que relacione el gasto contra el tiempo. La figura anterior representa hidrograma anual; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra a continuación:



Método de la línea recta

Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no solo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta es posible, en general, distinguir las siguientes partes en cada hidrograma figura anterior:

A) punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma e incluso cuando a transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B) pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C) punto de inflexión: En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D) final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es solo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

T_p : tiempo de pico : Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

T_b : tiempo base: Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo, Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

El tiempo base de un hidrograma aislado puede ser desde algunos minutos hasta varios días, y el pico puede tener valores de el orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

El área bajo el hidrograma, $\int_{t_0}^t Q dt$, es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y

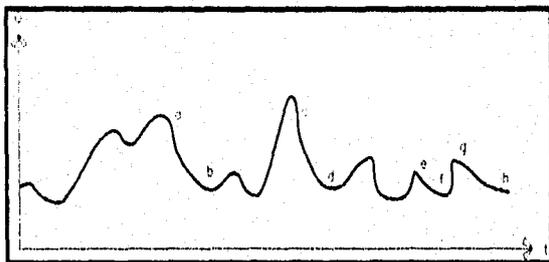
arriba de la separación entre gasto base y directo, $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$ es el volumen de escurrimiento directo.

Debido a que el escurrimiento directo proviene de la precipitación, casi siempre aporta un componente del gasto total en un hidrograma mucho mayor que el que genera el escurrimiento base. Por otra parte, el escurrimiento base esta formado normalmente por agua proveniente de varias tormentas ocurrieron antes de la considerada y es muy difícil de determinar a cuales pertenece. Para poder correlacionar la precipitación con los hidrogramas que genera es necesario antes separa el gasto base del directo. En vista de que rara vez es posible conocer con precisión la evolución de los

niveles freaticos durante una tormenta y que el punto D de un hidrograma (ver figura anterior) es generalmente distinguir, la tarea de separar el gasto base del directo no es sencilla en la mayoría de los casos. Existen varios métodos, algunos de los cuales se describen a continuación, para separar el gasto base del directo, pero la palabra final la tiene el criterio y buen juicio del ingeniero.

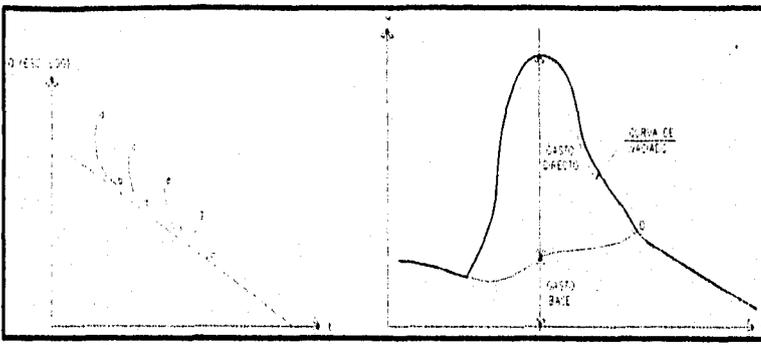
a) El método más simple consiste en trazar una línea recta horizontalmente a partir del punto A del hidrograma. Aunque este método pueda dar resultados con buena aproximación, de manera especial en tormentas pequeñas donde los niveles freaticos no se alteran mayormente, en general sobrestima el tiempo base y el volumen de escurrimiento directo.

b) Otro método es el de determinar una curva tipo vaciado del escurrimiento base, analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que solo exista escurrimiento base. En el ejemplo de la siguiente figura:



Los tramos seleccionados podrían ser a-b, c-d, e-f, g-h, etc. Los tramos seleccionados se dibujan posteriormente en papel semilogaritmico de manera que sus extremos inferiores sean tangentes a una línea (ver la siguiente figura)

Si uno de los tramos seleccionados esta formado por escurrimiento directo, se nota de inmediato que no es tangente a dicha línea; por ello estos tramos se eliminan del análisis. La línea resultante se llama curva de vaciado del gasto base. El punto D del hidrograma se localiza superponiendo la curva de vaciado - dibujada en papel aritmético y a la misma escala que el hidrograma a la curva de recesión del hidrograma (ver la siguiente figura)



El punto D se encuentra entonces donde ambas líneas se separan. Este método es más preciso que el anterior, pero tiene la desventaja de que se requiere contar con varios hidrogramas registrados anteriormente, lo que no siempre es posible.

c) Se han realizado numerosos intentos de correlacionar el tiempo de vaciado del escurrimiento directo con algunas características de las cuencas. El método que mejores resultados ha tenido es el que relaciona dicho tiempo con el área de la cuenca. Una relación muy utilizada es la siguiente:

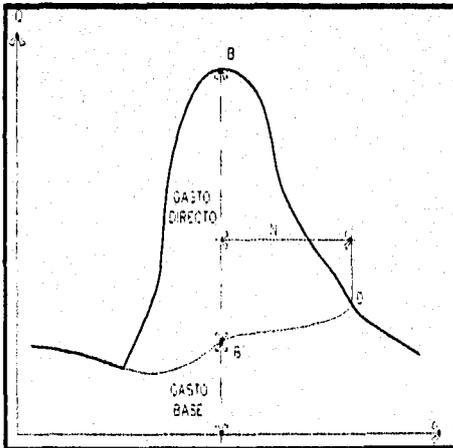
$$N = 0.827 A^{0.2}$$

Donde:

N = Tiempo de vaciado del escurrimiento directo en días.

A = Área de la cuenca en km².

El punto D del hidrograma estará un tiempo de N días después del pico (ver siguiente figura)



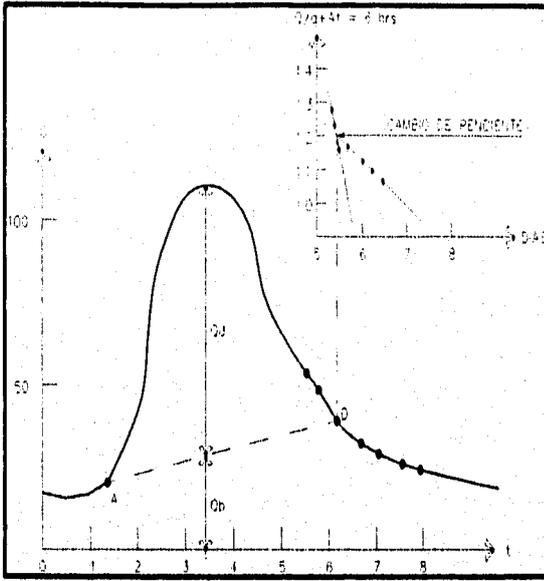
Método de la línea quebrada

Este método es útil en cuencas con una área no menor de 3 km². Sus resultados son en general aceptables, aunque, como en todos los demás, deben tomarse con precaución.

d) Método de la tangente. Consiste en buscar el punto de mayor curvatura de la curva de recesión del hidrograma. Esto se puede hacer de la siguiente manera; sea un hidrograma en el que se tienen los gastos señalados en la columna 3 de la siguiente tabla:

1	2	3	4	5
día	hora	Q m ² /s	Q ₊₆ m ² /s	Q/Q ₊₆ m ² /s
5	12	60.1	47.5	1.27
	18	47.5	39.0	1.22
	24	39.0	33.2	1.18
6	6	33.2	28.6	1.16
	12	28.6	25.2	1.13
	18	25.2	22.7	1.11
	24	22.7	20.9	1.09
7	6	20.9	19.7	1.06
	12	19.7	18.9	1.04
	18	18.9	18.2	1.04
	24	18.2		

Una vez ordenados los gastos en la tabla, se dividen entre los ocurridos un Δt fijo después Q_{+M} (6 horas en el ejemplo). Posteriormente se dibujan los cocientes Q/Q_{+M} contra el tiempo; el punto donde ocurra un cambio de pendiente se tiene la mayor curvatura de la rama descendente y por lo tanto el punto D (ver la siguiente figura)



Una vez localizado el punto D por medio de cualquiera de los métodos anteriores o de algún otro, resta trazar la línea de separación entre el gasto base y el directo.

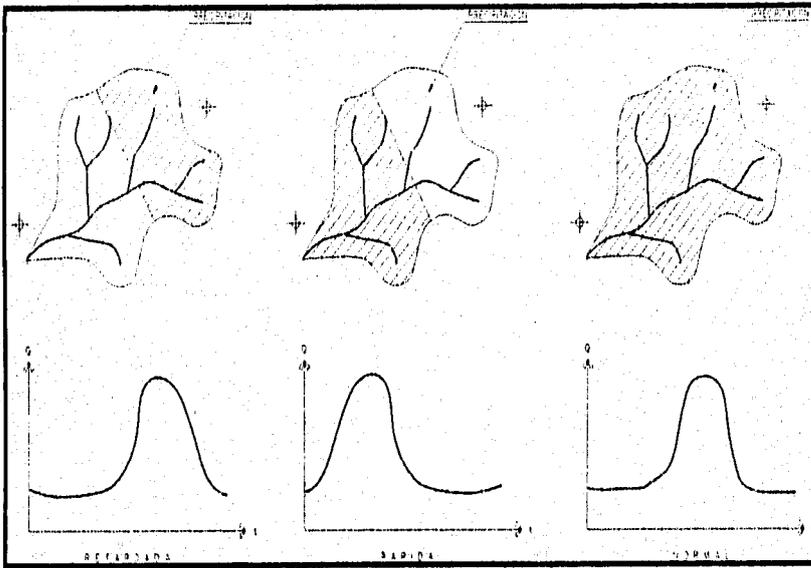
Ninguno de estos procedimientos de separación es completamente preciso sin embargo, se puede aceptar un error en la posición del punto D de una a dos veces la duración de la tormenta, pues el área bajo esta parte del hidrograma es, en general, solo un pequeño porcentaje del volumen total escurrido.

4.2.- Aforo De Corrientes.

Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada, con el objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo.

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

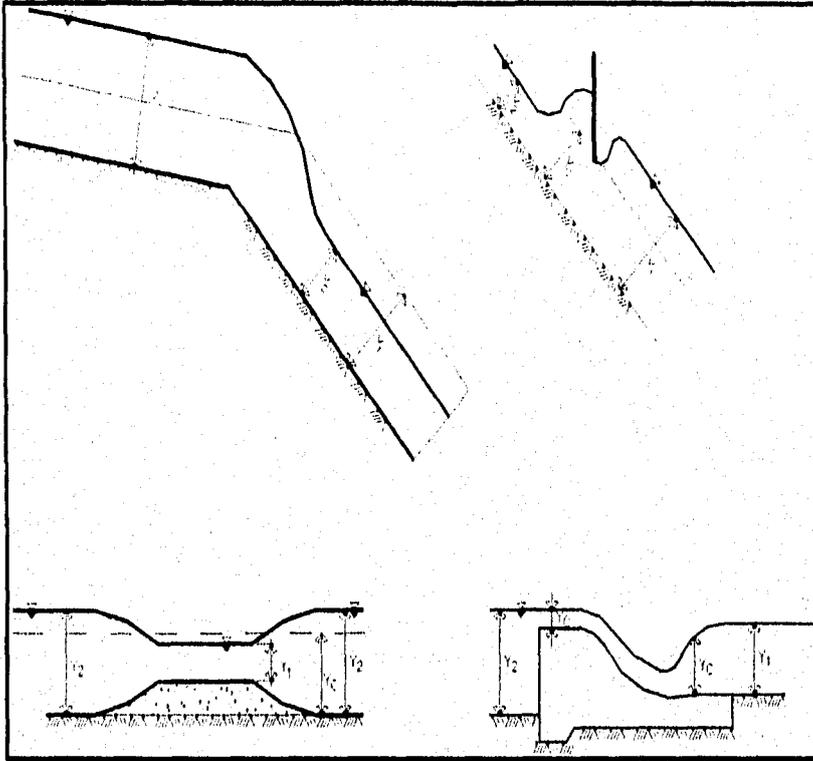
- a) Secciones de control.
- b) Relación sección - pendiente.
- c) Relación sección - velocidad.



Tipos de respuesta de acuerdo a la precipitación.

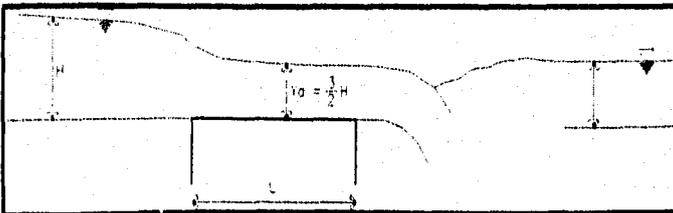
4.2.1.- Secciones De Control.

Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única el tirante y el gasto. De los muchos tipos de secciones de control que se pueden usar para aforar corriente, los más comunes son los que producen un tirante crítico y los vertedores.



Estructuras típicas donde hay una sección de control.

Se forma un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de las dos técnicas. Cuando se utiliza la primera (ver la siguiente figura)



El gasto se calcula usando la formula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = BH \frac{(2)^{\frac{1}{2}}}{3} gH = 1.7 BH^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

B = es el ancho del cauce en m, g es la aceleración de la gravedad en m

H = es la carga sobre el vertedor en m m/s².

Q = es el gasto en m³/s.

Para que el dispositivo de la figura anterior tenga un buen funcionamiento, se recomienda que:

Otra manera de provocar la formación de un tirante critico es cuando la topografía permite disponer de una calda libre (ver la siguiente figura)

En este caso el gasto se calcula con el tirante medio justo en la calda y:

Donde

y esta en m, g en m/s², B en m y Q en m³/s.

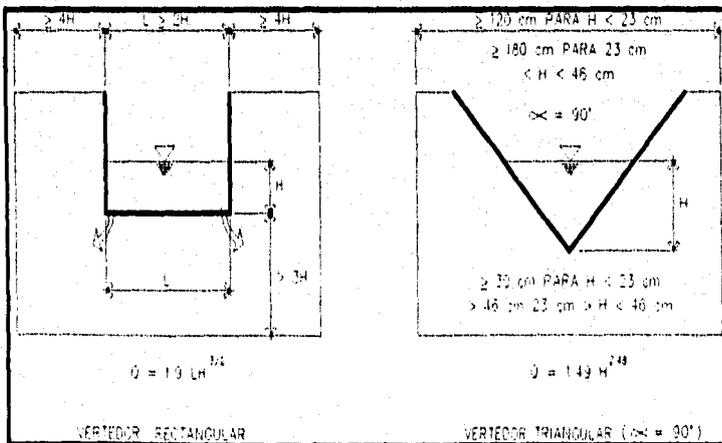
Los vertedores de pared delgada recomendables para realizar aforos son el triangular con ángulo de 90° para gastos pequeños (de 0 a 100 l/s) (ver las siguientes figuras).

Si se usa un vertedor rectangular con las dimensiones especificas en la figura a , el gasto se calcula como:

$$Q = 1.9 LH^{\frac{3}{2}}$$

y con vertedor triangular como el de la figura b, el gasto es:

$$Q = 1.49 H^{(2.48)}$$



Vertedores de pared delgada.

En las ecuaciones 1 y 2 H es la carga sobre la cresta del vertedor en m, medida en una distancia de cuando menos $4h$ aguas arriba de la cresta; la longitud de la cresta en m (ecuación 1) y Q es el gasto en m^3/s

El método de las secciones de control es el más preciso de todos para el aforo, pero presenta algunos inconvenientes. En primer lugar es relativamente costoso y, en general, solo se puede usar cuando los gastos no son muy altos. En el caso de los estrechamientos se restringe el transporte de objetos arrastrados por la corriente y la sección puede obstruirse. Un inconveniente de los certedores es que generan un remanso aguas arriba de la sección. por ello, este método es adecuado en ríos pequeños, cauces artificiales (como por ejemplo canales de riego) o cuencas experimentales.

4.2.2.- Método Relación Sección - Pendiente.

El método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida creciente en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforos. Para su aplicación se requiere solamente contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la venida. Según la fórmula de Manning, la velocidad es:

$$V = \frac{1}{n} R_n^{(2/3)} S^{(1/2)}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

n = coeficiente de rugosidad

R_h = radio hidráulico en m.

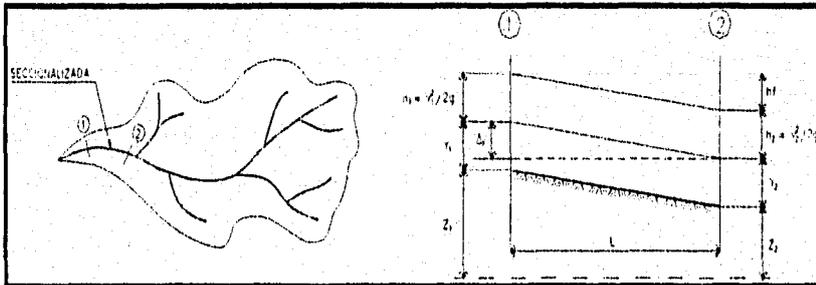
S = pendiente.

Conociendo el área media de la sección, el caudal es Q = AV.

Procedimiento del empleo del método.

1.- Seleccionar un tramo de río más o menos recto y de sección aproximadamente uniforme.

2.- Se determina la diferencia de alturas "h" entre la sección inicial y final del tramo considerado, a partir de las huellas dejadas por el agua y se determina también la distancia "L" entre ambas secciones (ver figura).



3.- Se determinan los coeficientes de conducción para cada sección:

$$Kd_1 = \frac{(A_1 R_1)^{(2/3)}}{n_1}$$

$$Kd_2 = \frac{(A_2 R_2)^{(2/3)}}{n_2}$$

4.- Se determina el coeficiente de conducción medio (geométrico) de ambas secciones:

$$K_d = (K_{d1} * K_{d2})^{1/2}$$

5.- Se calcula un coeficiente de conducción virtual entre ambas secciones:

$$K_{vit} = \frac{1}{\left[\frac{1}{K_d^2} \cdot \frac{1}{\log L} \left(\frac{1}{A_1^2} + \frac{1}{A_2^2} \right) \right]^{1/2}}$$

Donde:

$g = 9.81 \text{ m/s}$

$b = 2$ para $A_1 > A_2$

$b = 4$ para $A_1 < A_2$

$L =$ longitud en m.

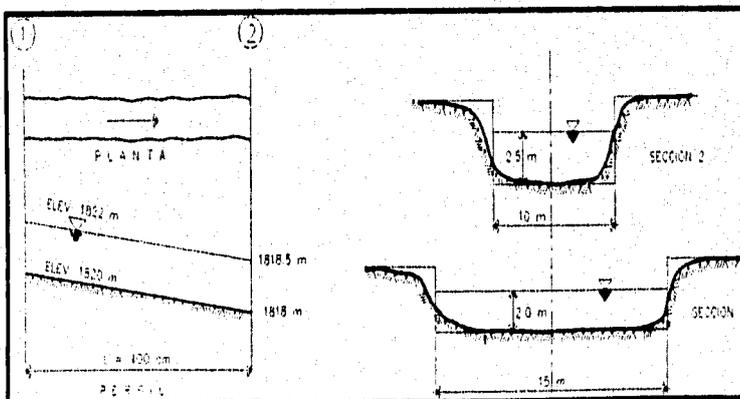
A_1 y $A_2 =$ Áreas en m^2 .

6.- Finalmente se podrá obtener el gasto como:

$$Q = K_{vit} (h/L)^{1/2}$$

Ejemplo numérico.

Obtener el gasto de la siguiente sección.



$$n_1 = n_2 = 0.014 \quad A_1 = 30 \text{ m}^2 \quad A_2 = 25 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 19 \text{ m} \quad P_2 = 15 \text{ m}$$

$$R_1 = 1.58 \text{ m} \quad R_2 = 1.67 \text{ m}$$

Obteniendo los coeficientes de conducción para cada sección tenemos:

$$Kd_1 = (30 * 1.58^{2/3}) / 0.014 = 2906.90$$

$$Kd_2 = (25 * 1.67^{2/3}) / 0.014 = 2513.56$$

Cálculo del coeficiente de conducción medio:

$$Kd = (2906.90 * 2513.56)^{1/2} = 2703.08$$

Cálculo del coeficiente de conducción virtual:

$$K_{\text{virt}} = \left[\frac{1}{2703.08^2} \cdot \frac{1}{2 * g * 400} \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{25} \right)^{1/2} \right]^{-1}$$

$$K_{\text{virt}} = 2240.798$$

Cálculo del gasto:

$$Q = 2240.798 (3.5/400)^{1/2} = 209.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.3.- Método Relación Sección - Velocidad.

Este es el método más usado en México para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de la continuidad:

$$Q = A V$$

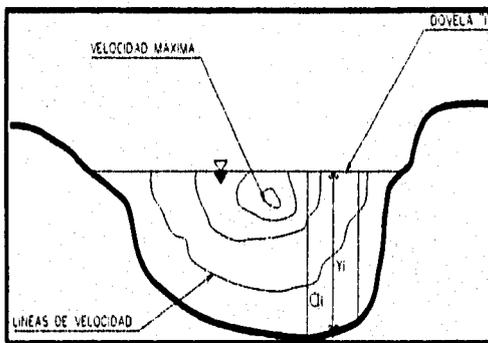
donde

Q = al gasto en m^3/s

A = área de la sección transversal en m^2 .

V = velocidad en m/s .

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la siguiente figura:



Para determinar el gasto no es suficiente entonces medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias subsecciones llamadas dovelas. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_j v_{mi}$$

Donde:

a_j = área de dovela i

v_{mi} = velocidad media en la misma dovela.

La velocidad media v_{mi} se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6 y_i$ aproximadamente, donde y_i es el tirante medio en el centro de la dovela, cuando y_i no es muy

grande; en caso contrario, conviene tomar al menos dos medidas a profundidades de 0.2 y_i y 0.3 y_i; así la velocidad media es:

$$V_{mi} = \frac{(V_{20} + V_{80})}{2}$$

Donde son las velocidades medias a respectivamente Cuando es muy grande, puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable, además, medir la profundidad de cada dovela cada vez que se haga un aforo. Entonces, gasto total será:

$$Q = q_i$$

Donde:

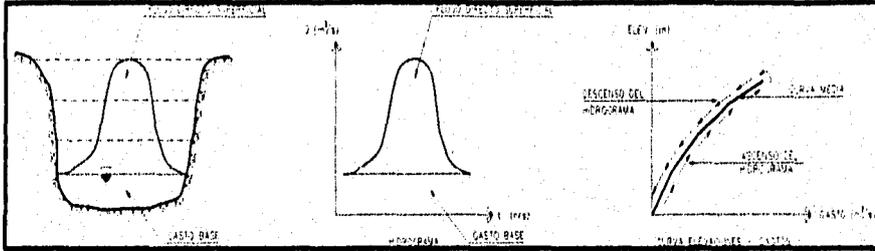
n = es el número de dovelas.

La velocidad se mide con unos aparatos llamados molientes que tienen una hélice o rueda de aspas o copas que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico, transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que precisamente se determina para cada aparato en particular.

4.2.4.- Obtención De Curva Elevación - Gasto.

La curva elevaciones gastos es un agráfica que relaciona el gasto con el nivel del agua en la sección del río considerada.

Si como ocurre en la mayoría de los casos la sección de medición no es una sección de control, la relación tirantes - gastos no es única, de tal manera que al pasar un avenida ocurre el fenómeno que a continuación se ejemplifica:



Durante el ascenso del hidrograma, para un gasto dado, la pendiente hidráulica es mayor que la que se tendría con régimen establecido y durante el descenso sucede lo contrario, sin embargo es posible ajustar a una curva media que represente aproximadamente ambos casos.

El ajuste de la curva elevaciones - gastos se realiza utilizando el método de mínimos cuadrados empleando un expresión del tipo:

$$Q = C (H - H_0)^n$$

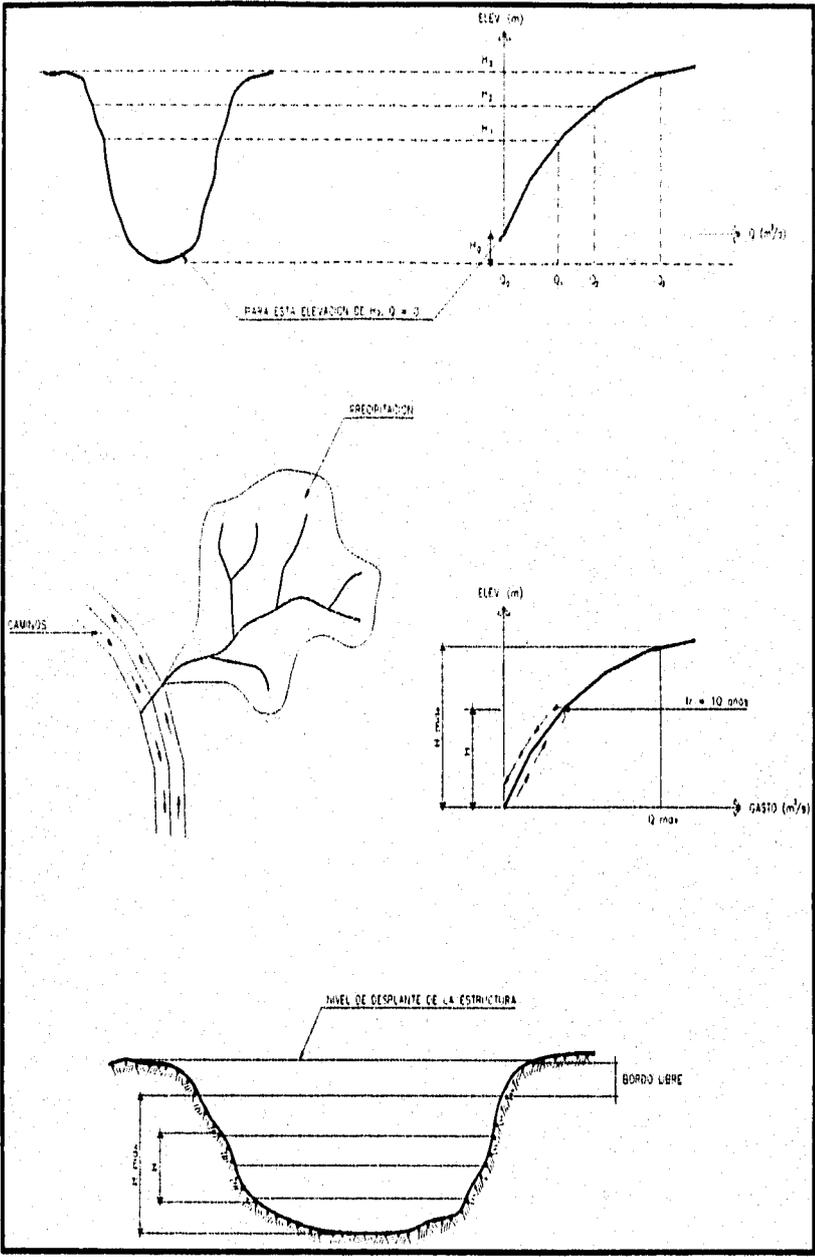
Donde:

Q = gasto en m^3/s .

H = nivel del agua en m.

H_0 = nivel base (nivel del agua para el que el gasto vale cero)

c, n = parámetros que deben ajustarse por el método de mínimos cuadrados.



Ejemplo: con los siguientes datos calcular la curva elevaciones - gasto.

	Dia	Tiempo (h:min)	Escala (m)	$Q (m^3 / s)$
Mayo	19	6:00	1.07	2.029
	20	6:00	1.05	1.880
	21	5:50	1.02	1.496
	22	5:45	1.02	1.368
	23	6:00	1.00	1.565
	24	6:50	1.00	1.085
	26	6:05	1.06	2.263
	27	5:30	1.05	2.110
	28	6:30	1.16	5.412
	29	6:40	1.09	3.071
	30	6:00	1.05	2.339
Junio	1	22:00	1.62	27.979
	2	7:00	1.34	13.899
	3	6:00	1.46	19.310
	4	8:00	1.29	11.000
	5	8:00	1.24	10.570
	6	6:00	1.18	5.978
	7	8:00	1.22	8.000
	9	7:00	1.13	5.011
	12	6:00	1.26	8.776
	13	6:00	1.19	6.230
	14	10:10	1.12	3.803
	24	13:00	1.44	17.911
	25	6:00	1.42	18.026
	26	6:00	1.46	19.391
	27	6:00	1.38	17.088
	28	6:00	1.32	18.789
	30	6:05	1.28	11.124

$$Q = C (H \cdot H_0)^n$$

sacando logaritmos tenemos:

$$\ln Q = \ln c + n \ln (H \cdot H_0)$$

Donde:

tenemos la ecuación de la recta:

$$y = b + mx$$

Entonces

$$y = \ln Q$$

$$b = \ln C$$

$$m = n$$

$$x = \ln (H \cdot H_0)$$

Graficando los valores de la escala contra el caudal obtenemos H_0 que resulta ser un valor de 0.94

Sacando logaritmos a los caudales y haciendo la siguiente operación $\ln (H - 0.94)$ obtenemos la siguiente tabla:

Y ln Q	X ln (H - H ₀)
0.7075	-2.0402
0.6313	-2.2073
0.4028	-2.5257
0.3133	-2.5257
0.4479	-2.8134
0.0816	-2.8134
0.8167	-2.1203
0.7467	-2.2073
1.6886	-1.5141
1.1220	-1.8971
0.8497	-2.2073
3.3315	-0.3857
2.6318	-0.9163
2.9606	-0.6539
2.3979	-1.0498

2.3580	-1.2040
1.7881	-1.4271
2.0794	-1.2730
1.6116	-1.6607
2.1720	-1.1394
1.8294	-1.3863
1.3358	-1.7148
2.8854	-0.6931
2.8918	-0.7340
2.9648	-0.6539
2.8384	-0.8210
2.933	-0.9676
2.4091	-1.0788

Por el método de cuadrados mínimos obtenemos el valor de b y de la pendiente m.

$$b = 3.87 ; m = 1.387$$

El valor de C es igual a :

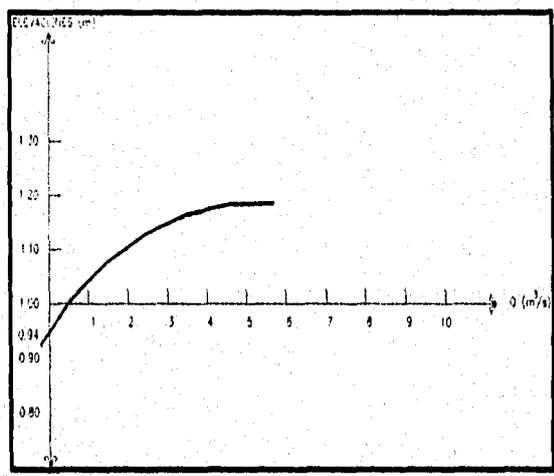
$$C = \text{anti ln } 3.87 = 47.9424$$

Entonces sustituimos en la ecuación de elevaciones - gasto y tenemos:

$$Q = C (H - H_0)^n$$

$$Q = 47.9424 (H - 0.94)^{1.387}$$

Dando valores a H tenemos la siguiente curva.



CAPITULO V

INFILTRACIÓN

Objetivo: Analizar los datos de infiltración para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO V

INFILTRACIÓN

5.1.- Aspectos Generales.

De la lluvia que cae en la cuenca al producirse un atornenta una parte escurre superficialmente para alimentar los cauces por los que transita hasta llegar a la salida de la cuenca; otra parte es interceptada por la vegetación, retenida en las depresiones del terreno en las que se forman charcos, o se filtra para satisfacer primero la capacidad del terreno para humedecese y alimentar después los acuíferos.

A la segunda parte formada por la intercepcion, la retención en depresiones y la infiltración se llama "perdidas".

En la practica los componentes de las perdidas, es decir, la intercepcion, la retención y la infiltración, son difíciles de separar, por lo que en general, se acostumbra a calcularlos conjuntamente y a considerarlos como infiltración, ya que esta componente es la más importante.

Aun cuando las perdidas son tan solo una parte del proceso de lluvia escurrimiento y por lo tanto podría pensarse que podría tratarse en el capitulo de avenidas máximas, su importancia es de tal magnitud que se ha considerado tratarlas en esta parte del curso, por separados.

5.2. Medición De La Infiltración.

Cuando durante una tormenta se ha medido simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la determinación de las perdidas se realiza a partir de su definición, es decir, se calculan como la diferencia entre el volumen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo.

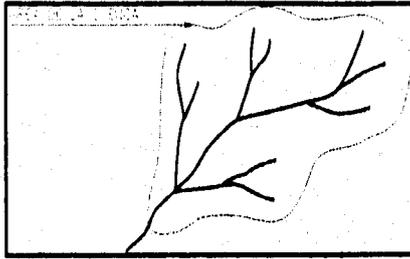
$$V_p = V_{ll} - V_{ed}$$

Donde

V_p = Volumen de perdidas

V_{ll} = Volumen de lluvia

V_{ed} = Volumen de escurrimiento

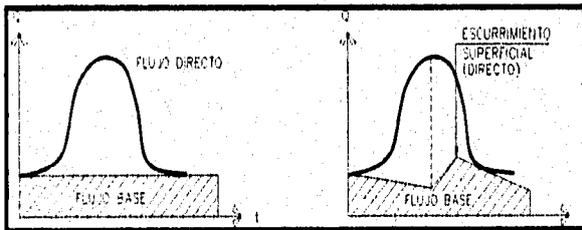


$$V_{ij} = h_p * A_c$$

registro de la precipitación (h_p)

Infiltración o pérdidas para una cuenca dada.

Para calcular el volumen de escurrimiento directo, es necesario primeramente analizar el hidrograma para separar el escurrimiento directo del base, utilizando algunas de las técnicas descritas en el capítulo anterior, por ejemplo:



Así de esta forma, el volumen de escurrimiento directo será el área del hidrograma de escurrimiento directo.

Los criterios más comunes para calcular la distribución de las pérdidas en el tiempo son:

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media (ϕ)
- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento.

5.2.1.- 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:

a) Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.

b) Se calcula la altura de lluvia en exceso o efectiva como el volumen de escurrimiento directo dividido entre el área de la cuenca:

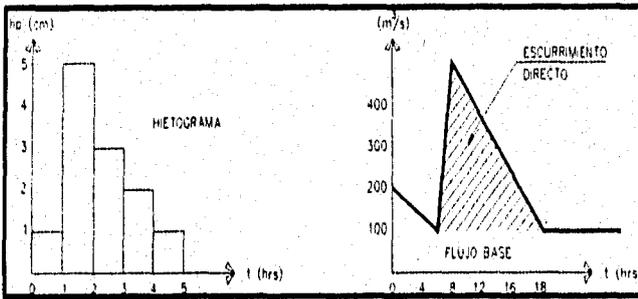
$$hp_e = \frac{V_{ed}}{A_c}$$

c) Se calcula el índice de infiltración media ϕ será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo t que dure cada barra del hietograma.

Ejemplo. Criterio de la capacidad de la infiltración media ϕ .

Para una cuenca de 270 km^2 , se ha determinado un hietograma y su hidrograma correspondiente.

Determinar el índice de infiltración media (ϕ).



1.- Cálculo del volumen de escurrimiento directo (V_{ed}):

$V_{ed} = \text{Area bajo la curva}$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} bh$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} (12 \text{ hrs}) (500-100) \text{ m}^3/\text{s} * (3600 \text{ s/hr}) = 8640000 \text{ m}^3$$

2.- Cálculo de la lluvia en exceso (h_e)

$$h_e = \frac{V_{ed}}{A_c} = \frac{8640000 \text{ m}^3}{270 \text{ km}^2 * (100)^2 \text{ m}^2 / \text{km}^2} = 0.032 \text{ m} = 3.2 \text{ cm}$$

3.- Cálculo del índice de infiltración \emptyset

El procedimiento para determinar \emptyset será a base de tanteo:

1er. tanteo $\emptyset = 2.5 \text{ cm}$ del hietograma

$$(h_{pe5} - \emptyset) + (h_{pe3} - \emptyset) = h_e$$

$$(5 - 2.5) + (3 - 2.5) = 3 \neq h_e$$

2o. tanteo $\emptyset = 2.4 \text{ cm}$.

$$(5 - 2.4) + (3 - 2.4) = 3.2 = h_e$$

$$h_{pe} = h_e = 3.2 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 2.4 \text{ cm/hr} = 2.4 \text{ cm/hr}$$

De acuerdo con el ejemplo anterior determinar el coeficiente de escurrimiento (C_e)

b) Criterio del coeficiente del escurrimiento.

En este caso se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de precipitación, de tal manera que el volumen escurrido, es igual al producto del volumen llovido, por el coeficiente, llamado de escurrimiento.

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}}$$

$$V_{ll} = h_{pt} * A_c = 12 \text{ cm} * 270 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$$C_e = \frac{8.64 \times 10^6 \text{ m}^3}{3.24 \times 10^7 \text{ m}^3} = 0.27$$

Este valor de 0.27 es un porcentaje de la precipitación que va a provocar inundaciones.

5.2.2.- Criterio Del United States Soil Conservation Service (USSCS),

El USSCS ha propuesto un criterio para determinar la precipitación efectiva en función de la precipitación total, el uso del suelo, su tratamiento (suelos, terrazas, etc.), su pendiente y su estado de humedad natural.

El método consiste en aplicar la siguiente expresión:

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

Donde:

La expresión anterior también se podrá obtener en forma gráfica, aplicando la figura 1.2.

Ejemplo: Considerar el ejemplo anterior $A = 270$ km., tomando en cuenta que ahora no existe ninguna estación de aforo que permita medir el escurrimiento. Si se sabe en cambio que el 70% de la cuenca es de bosques naturales normales y el 30% restante son de zonas agrícolas con pendiente menor al 1% con cultivos sembrados en surcos; el suelo de toda la cuenca es arcilloso.

Estimar cual sería el coeficiente de escurrimiento en la cuenca para la tormenta de 12 cm. de altura de precipitación total.

Solución:

Para la clasificación del suelo se hace uso de la tabla 1.13 Suelo tipo "D"

Para seleccionar la N se hace uso de la tabla 1-02.

Bosques normales 70% $N = 77 (0.7) = 53.9$

Cultivos c/surcos 30% $N = 89 (0.3) = 26.7$

$$N = 80.6$$

Sustituyendo el valor de N en la ecuación anterior tenemos:

$$P_e = \frac{\left(12 - \frac{508}{80.6} + 5.08\right)^2}{12 + \frac{2032}{80.6} - 20.32} = 6.88 \text{ cm}$$

$$C_e = \frac{h_{pe}}{h_p} = \frac{6.88}{12} = 0.5733$$

TABLA 1.2 SELECCIÓN DE N

Uso de la tierra	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos restos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	70	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
Pastizales	Terraceo	>1	63	73	80	83
	Terraceo	<1	51	67	76	80
	>1	68	79	86	89
	<1	39	61	74	80
Pradera permanente	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	6	35	70	79
Bosques naturales	<1	30	58	71	78
	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	72	82	87	89	
De terraceria	74	84	90	92	
Con superficie dura	74	84	90	92	

TABLA 1.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Tipo A.- (escurrimiento mínimo) Arenas con poco limo arcilla.

Tipo B.- Arenas finas y limos.

Tipo C.- Arenas muy finas, limos y bastante arcilla.

Tipo D.- (escurrimiento máximo) Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables.

**Tabla 1.4 FACTORES DE CORRECCIÓN DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N,
SEGÚN LA PRECIPITACIÓN ANTECEDENTE.**

N	Corrección A	Corrección B
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

5.3.- Cálculo De La Capacidad De Infiltración En Una Cuenca.

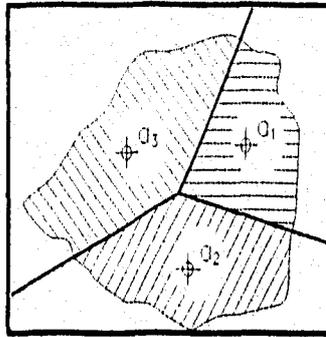
En teoría es posible determinar los valores de los diversos parámetros que intervienen en los métodos descritos anteriormente mediante mediciones directas de la infiltración.

El aparato que sirve para medir la infiltración se llama infiltrómetro. Al contrario de lo que sucede con la precipitación o la evaporación, la infiltración puede diferir considerablemente de un sitio a otro relativamente cercano, por lo que las mediciones hechas con infiltrómetros solo pueden considerarse representativas de áreas muy pequeñas.

Así pues, cuando una área presenta gran variación en el tipo de suelo y vegetación, esta deberá subdividirse en áreas relativamente unitarias; la infiltración media se obtiene como un promedio pasado de los valores medidos en los infiltrómetros.

$$f = \sum_{i=1}^n A_i f_i / A_T$$

$$f = \frac{a_1 f_1 + a_2 f_2 + a_3 f_3}{a_1 + a_2 + a_3}$$



Los infiltrómetros se clasifican en dos tipos básicos:

a) Simuladores de lluvia, en los que se aplica el agua de modo y en cantidades similares a la lluvia natural.

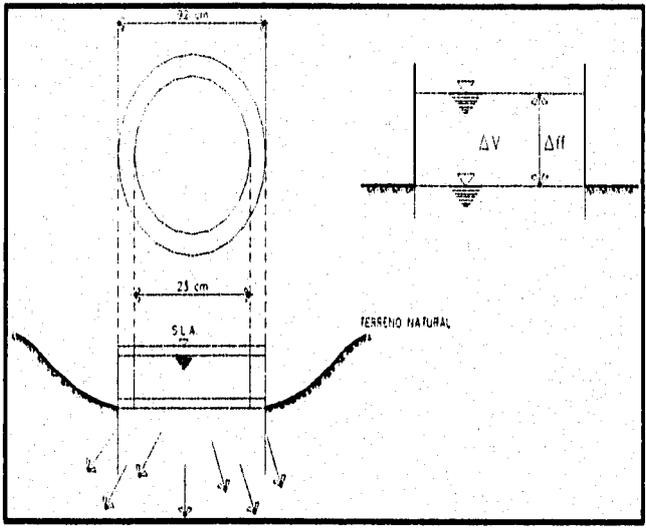
b) De carga constante, en los que se coloca una lamina constante de agua sobre el suelo dentro de una área cerrada. Enseguida solo se describen los del segundo tipo.

Los infiltrómetros de carga constantemente más comunes son los formados por un tubo simple, su diámetro es normalmente de 20 cm. y su longitud de 45 a 60cm. Estos tubos se incan en el terreno a una profundidad de 40 a 50 cm. y el agua se aplica a través de buretas graduados de tal

manera que se mantiene un tirante constante, suficiente para cubrir las plantas pequeñas. Si se toman lecturas de los birstes en diferentes tiempos es posible construir una gráfica de capacidad de infiltración contra el tiempo, de lo cual se deducen los parámetros que intervienen en los modelos vistos anteriormente.

Los tubos concéntricos, normalmente de 23 y 92 cm. de diámetro, se usan para reducir efectos de frontera en el anillo interior, que es donde se hacen las mediciones. En este caso los tubos se hincan en el suelo solo lo necesario para que no haya escapes de agua.

Los resultados que se obtienen de pruebas con infitrometros son, en general, poco confiables, pues el suelo se altera al hincar los tubos y no se toma en cuenta la estatigrafía del mismo. Además, como ya se menciona, estos resultados solo pueden considerarse como representativos de áreas sumamente pequeñas.



Se puede considerar tres etapas que son:

a) Entrada a la superficie

b) Transmisión a través del suelo.

c) Agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo.

a) Al caer las primeras gotas de lluvia hay un cierto arrastre de materiales finos, lo cual produce un especie de taponamiento y evita momentáneamente la infiltración además del impacto de las mismas gotas (compactando el suelo). El suelo con una buena red de drenaje puede tener baja capacidad de infiltración, asimismo; también la vegetación influye en esta etapa.

b) La rapidez con que el agua penetra el suelo, depende de su capacidad de transmisión, la cual varía para los diferentes horizontes de perfil del suelo, por ejemplo si se analiza un material arcilloso, este tendrá una menor cantidad

c) El almacenaje disponible en cualquier horizonte, depende de su porosidad, espesor y contenido de humedad. La naturaleza y la magnitud de la porosidad del horizonte del suelo depende de su textura, estructura, contenido de materia orgánica, penetración de las raíces y otros muchos factores.

En conclusión, primero será necesario satisfacer la deficiencia de humedad del suelo y posterior a esta se llevará a cabo el proceso de infiltración, que finalmente alimentará al acuífero subterráneo.

CAPITULO VI

EVAPORACIÓN

Objetivo: Analizar los datos de evaporación para su uso como elementos de diseño hidráulico.

CAPITULO VI

EVAPORACIÓN

6.1.- Aspectos Generales.

Evaporación, es el resultado del proceso físico por el cual el agua cambia de estado líquido gaseoso, retornando directamente a la atmósfera en forma de vapor, es decir las moléculas del agua en un recipiente o en la tierra húmeda adquieren suficiente energía cinética debido a la radiación solar y pasan del estado líquido al gaseoso.

Todo tipo de agua en la superficie terrestre está expuesto a la evaporación. el fenómeno será más intenso cuando mayor sea la cantidad se denomina presión de vapor.

El calor absorbido por la unidad de masa de agua para el cambio de estado se llama calor latente de evaporación.

Uno de los factores que más influyen en la evaporación es la radiación solar, la cual trae consigo un aumento de temperatura del agua, la cual origina que se incremente la velocidad de las moléculas del agua y disminuye la tensión superficial.

En resumen se puede decir que la evaporación es afectada por la radiación solar, la temperatura del aire, la presión de vapor, el viento y posiblemente la presión atmosférica.

6.2.- Cálculo Y Medición De La Evaporación.

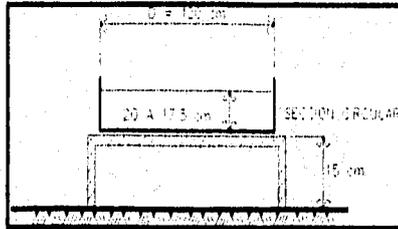
La unidad generalmente empleada para medir la evaporación es el mm. de altura de lámina de agua evaporada.

Los principales instrumentos para medir la evaporación son:

- a) Estanques de evaporación.
- b) Evaporímetros de balanza.

a) Estanques de evaporación.

Son depositos cilindricos de chapa galvanizada, con un diametro de cm. y cm. de altura, instalados sobre un enrejado de madera a unos 15 del suelo. El recipiente se llena hasta un nivel arbitrario, el cual debe mantenerse en dias sucesivos entre dos señales 20 y 17.5 cm. del fondo del recipiente, para medir el nivel del agua se introduce en el recipiente un cilindro de reposo que contiene un tornillo vernier. La diferencia de niveles dara una medida de la evaporación correspondiente al tiempo transcurrido.



b) Evaporimetro de balanza.

Es un deposito de 250 cm^2 . de sección y 35 mm . de profundidad, lleno de agua e instalado en una balanza, en las que se hacen las lecturas sucesivas para medir la pérdida de peso, tiene la ventaja de poderse emplear como evaporigrafo para el registro continuo de la variación del fenómeno.

6.2.1.- Thornthwaite - Holzman

Donde :

E = Evaporación, en cm/hr .

e_1, e_2 = Presión vapor en pulgadas de mercurio, en la altura inferior h_1 y la altura superior h_2 (por lo general ($h_1 = 8\text{m}$, $h_2 = 10\text{m}$))

V_{w2}, V_{w1} = Velocidad del viento a la altura h_1 y h_2 en km/hr .

T = temperatura media del aire entre h_1 y h_2 en F

6.2.2.- Evaporación Neta.

Es la evaporación que tiene un vaso de almacenamiento o en una laguna.

Así, la evaporación neta se expresa como:

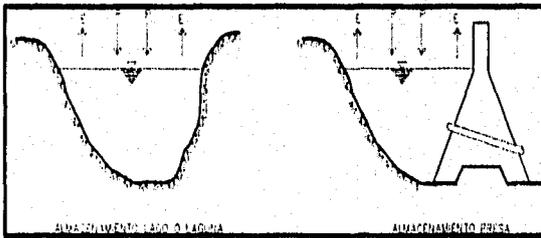
$$E_n = CE_m - P$$

Donde:

E_n = Evaporación neta, en mm.

C = Constante del evaporímetro ($0.7 < C < 0.8$)

P = Precipitación en el almacenamiento., cm, mm.



Expresiones de evaporación obtenidas para algunos lagos de los estados unidos de america (usa).

- Lake Hefner

$$E_{\text{diar}} = (0.068 + 0.059 V_{13}) (e_o - e_a)$$

- Lake Mead

$$E_{\text{diar}} = (0.0680 * V_{30}) (e_s - e_a) (1 - 0.03 * (T_a - T_w))$$

Donde:

E_{diar} = Láminas de evaporación, en pulg/día.

e_s = Presión de vapor de saturación del aire cercana a la superficie del agua (pulgadas de mercurio)

e_a = Velocidad del viento a 30 pies de altura (milla/hora)

V_{13} = Velocidad del viento a 13 pies de altura (milla/hora)

T_a = Promedio de temperatura de aire en °C (a 30 pies de altura)

T_w = Promedio de temperatura en la superficie del agua en °C

6.2.3.- Fórmula De Meyer.

$$E = C \left[\left(1 - \frac{u}{16,09} \right) (e_0 - e_d) \right]$$

Donde:

u = Elevación del viento a una elevación de 10 m, en km/hr

C = Constante = 0.34 si el lago es pequeño y 0.50 si el lago es grande

e_0 = Presión de vapor de saturación a la temperatura del agua en cm. de mercurio

e_d = Presión de vapor de aire bajada en la temperatura media mensual del aire y en la humedad relativa en las proximidades del deposito en cm. de mercurio

6.3.- Uso Consuntivo.

La utilidad del agua, para su consumo por las plantas, entran a problemás de abastecimiento, tanto superficialmente como subterráneo, así como del uso y rentabilidad de los sistemas de riego. También se ha convertido en un factor importante para el arbitraje de los litigios sobre cuencas fluviales de importancia, que afectan el bienestar público de valles enteros, de estados y de naciones. En las regiones áridas y semiaridas, antes de detectar un modo satisfactorio los recursos de agua utilizable de una cuenca de dasague, deben considerarse cuidadosamente las exigencias de agua de las diversas cuencas secundarias.

Definición de evapotranspiración.

El uso consuntivo, o sea, la evapotranspiración, es la suma de los términos: a) transpiración, que es el agua que penetrando a través de las raíces de las plantas es utilizada en la construcción de tejidos o emitida por las hojas y reintegrada a la atmósfera, y b) evaporación, que es el agua evaporada por el terreno adyacente, por la superficie del agua o por la superficie de las hojas de las plantas. El agua depositada por el rocío, la lluvia o la lluvia artificial y que se evapora sin ser utilizada por el sistema de la planta, forma parte de la evapotranspirada.

La evapotranspiración puede ser calculada para un cultivo, una parcela, una finca, un proyecto o una cuenca. Cuando se conocen las necesidades del agua de un cultivo, se pueden calcular las unidades superiores.

Determinación de la evaporación.

Existen dos procedimientos para determinar la evapotranspiración que: el gravimétrico y por medio del lisímetro.

El método gravimétrico consiste en determinar (efectuando pesadas en la balanza, de muestras de tierra), las variaciones de humedad en cada una de las etapas que forma el perfil de un suelo, hasta una profundidad igual a la que tienen las raíces del cultivo considerado. En función de estas va a la que tienen las raíces del cultivo considerado. En función de estas variaciones y de las características del suelo se puede determinar la lamina de agua en un tiempo dado de acuerdo con la siguiente fórmula de fácil deducción:

$$L = P_s + D_0 + P_r$$

Donde:

L = Lamina usada por la planta en cm. durante el lapso considerado

P = Variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco en ese mismo lapso, en %

D_a = Densidad aparente del suelo

P_r = Profundidad del perfil expresado en metros

Descripción del método.

Las muestras del suelo se toman con una barrena tipo Veihmayer o similar, en cada profundidad del perfil, por ejemplo cada 20 centímetros se guardan estas en botes de lamina pesados que se cierran hermeticamente con objeto de que no pierdan humedad y se llevan al laboratorio, donde se pesan y se secan en un horno a 110° C hasta que tengan peso constante: por diferencia de pesos se obtiene la humedad de la muestra, la cual se relaciona con el peso del suelo seco para poder expresarla en forma de porcentaje. Varios días despues se vuelven a tomar muestras del mismo suelo, en un lugar cercano (con objeto de que haya diferencias debido a la heterogenidad de este_ y nuevamente en la forma indicada se determina el porcentaje de humedad de la muestra. Por diferencia entre porcentajes y utilizando la fórmula anteriormente indicada, se puede calcular la lamina de uso consuntivo o evapotranspiracion, en el lapso considerado.

Ejemplo de cálculo:

Profundidad en centímetros	D_a	P_s anterior en %	P_s actual en %	P_c	Lamina en cm.
0-15	1.3	%	14.6	4.6	
15-30	1.4	19.2	18.0	3.5	0.90
30-60	1.5	21.5	13.7	1.1	0.74
Lamina total		14.8			0.50
					2.14

Utilización del lisíméto para conocer la evapotranspiración de los cultivos. El profesor W.O. Pruitt, diseñó un aparato para medir en forma directa y por un procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua que utiliza un cultivo. El lisíméto de Pruitt consiste esencialmente en un tanque cilíndrico más o menos 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, en el cual se coloca el

suelo y el cultivo considerados, este tanque descansa sobre una bascula que es de alta precisión por lo que es posible observar variaciones de peso que sufre el tanque, debido al agua que pierde el suelo; en función de estas variaciones de peso es posible medir el consumo de agua del cultivo.

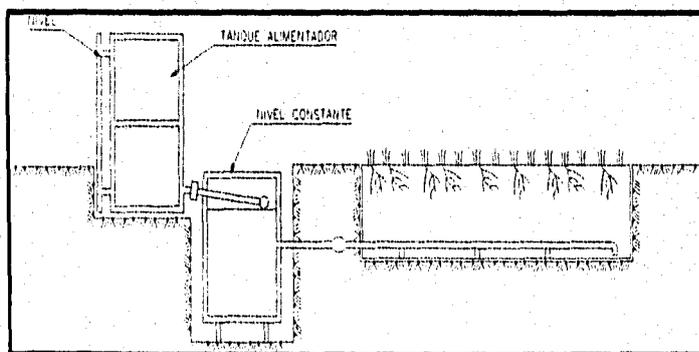
Estimaciones de la evapotranspiración. Es indudable que los factores que más influyen en la evapotranspiración, son los atmosféricos y generalmente con base en ellos se han desarrollado varias fórmulas empíricas para estimarla, sin embargo, también hay aparatos que nos permiten conocer en forma aproximada la evapotranspiración.

Aparatos usados para medir la evapotranspiración. En primer término debe mencionarse el evapotranspirometro desarrollado por el Dr. Thornthwaite, el cual se utiliza para medir la evapotranspiración potencial.

Penman define como evapotranspiración potencial, el uso de agua de un cultivo que cubre totalmente la superficie del suelo y que nunca tiene deficiencia de humedad; como puede observarse existe cierta diferencia con la evapotranspiración de los cultivos, en virtud de que estos en muy pocas ocasiones se encuentran en circunstancias tan favorables.

El evapotranspirometro consiste fundamentalmente en un tanque de aproximadamente 0.90 m. de profundidad por 3m, de largo y 1.30 m de ancho conectado a otro tanque regulador que permite mantener en el primero, un nivel de agua constante; este último a su vez es alimentado por un tercer tanque en el que se mide el consumo de agua.

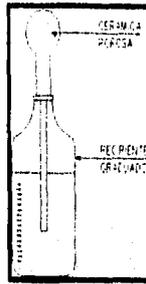
El tanque grande se llama evapotranspirador, es donde se coloca la tierra sobre la que se siembra algún zacate.



Evapotranspirometro de Thornthwaite

Se han inventado más aparatos para tratar de estimar la evapotranspiración entre ellos son de mencionarse los atmómetros desarrollados por Livingston y que consisten en una esfera de cerámica

porosa que tiene un vastago barnizado del mismo material que se introduce dentro de un recipiente graduado que contiene agua: la atmósfera se encuentra pintada de blanco o negro. El recibir energía de la atmósfera se produce una evaporación graduado en el que se mide el agua evaporada.



Atmometro

Se ha visto que existe una mayor correlación entre la evapotranspiración y las lecturas de los atmómetros, si se utilizan dos, uno negro y otro pintado de blanco y tomando como dato la diferencia de lectura.

$$E_t = 0.87 * (L_n - L_b)$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración

L_n = Lectura en el atmometro negro

L_b = Lectura en el atmometro blanco

Varios autores han pretendido correlacionar la evapotranspiración con la evaporación desde los primeros trabajos de Briggs y Shantz hasta los recientes de Penman que lo llevaron a obtener una fórmula bastante compleja. En función de las lecturas de un evaporímetro se ha tratado de estimar la evapotranspiración, la lectura de este se multiplica por un factor de conversión para obtener la evaporación para varias épocas del año, de donde puede despejarse el valor de la primera en función del conocimiento de la segunda.

Segun los estudios de Penman para una latitud de 50° aproximadamente las relaciones son las siguientes:

Estación	E_t / E
Mayo a agosto inclusive	0.80
Marzo, abril, septiembre y octubre	0.70
Noviembre a febrero inclusive	0.60
Promedio en el año	0.75

Es posible obtener relaciones similares para diferentes localidades las cuales varían según lo cerca o alejados que estén del Ecuador.

Ultimamente se han inventado aparatos complejos para tratar de determinar o estimar la evapotranspiración, por ejemplo, en Australia se ha desarrollado uno que mide la energía que recibe un cultivo y la que refleja, llamado evapotron. También el Dr. Thornthwaite ha logrado fabricar un aparato similar.

6.4.- Extracciones De Un Almacenamiento Para Riego, Ley De Demandas.

6.4.1.- Fórmula De Lowry Y Johnson.

Estos investigadores encontraron una fórmula lineal entre la evotranspiración y el "calor efectivo" definiéndolo como la acumulación en días - grados de las temperaturas más altas sobre un mínimo que fijaron en 0° C durante el periodo vegetativo del cultivo.

La relación que encontraron en función del clima del lugar y del cultivo tiene dos límites uno superior que vale:

$$E_1 = 0.000095 C_e + 0.335$$

y el inferior de:

$$E_1 = 0.000069 C_e + 0.21$$

con valor medio de:

$$E_1 = 0.00008 C_e + 0.28$$

Donde:

E_1 = Evapotranspiración (lámina en metros)

C_e = Calor efectivo en el periodo (en grados centígrados)

Estas fórmulas solo dan valores ligeramente aproximados a los reales pues las regresiones se obtuvieron en zonas con características climatológicas que no pueden considerarse representativas de toda una región y mucho menos de un país. El hecho de que exista un margen tan fuerte en los valores calculados en la ecuación que da valores máximos y la que da valores mínimos de una idea de la exactitud que se puede obtener con esta medida.

6.4.2.- Fórmula De Thornthwaite.

De acuerdo con sus investigaciones efectuadas en la Mesilla de Nuevo México y en Sacramento California, E.U.A. el Dr. Thornthwaite, llegó a la conclusión de que la relación entre la evapotranspiración y la temperatura no era tan simple como la presentan Lowry y Johnson. Inicialmente encontró que la relación no podía considerarse lineal y su primera expresión fue:

$$E_1 = (t/5)^{1.686}$$

Donde:

T = Temperatura media mensual en °C.

Investigaciones posteriores demostraron que esta fórmula solo daba resultados con buena aproximación en la región donde se efectuaron los estudios discrepando en otros lugares. Continuando la investigación encontró una expresión que aparentemente está íntimamente ligada con los valores de la evapotranspiración de cada lugar y que denomina "eficiencia de temperatura" que está dada por la siguiente relación:

$$i = (T/5)^{1.514}$$

i = Eficiencia de la temperatura

En función de los valores obtenidos con esta expresión y mediante una ecuación que liga con la temperatura media mensual se obtuvo su expresión general que nos da evapotranspiración potencial:

$$E_1 = 1.6 (10T/i)^a$$

Donde:

E_1 = Evapotranspiración mensual en centímetros.

T = Temperatura media mensual en C

i = Suma de i para todos los meses de año

$$a = 0.0000006751^3 - 0.00007711^2 + 0.01792 + 0.49239$$

1.- Se calculan las temperaturas medias mensuales (T).

2.- Se calculan los valores de la eficiencia de la temperatura, por medio de la fórmula:

$$i = (T/5)^{1.514}$$

Puede utilizarse la tabla adjunta para evitarse el cálculo (tabla No.2).

3.- Se determina la eficiencia anual de la temperatura usando los valores calculados según se explica en el punto 1.

4.- Se calcula el exponente aplicando la fórmula:

$$a = 0.0000006751^3 - 0.00007711^2 + 0.017921 + 0.49239$$

5.- Se estima la evapotranspiración en el mes considerado en función de la temperatura media mensual aplicando la fórmula:

$$C = 1.6 (t_0 T)^{a/l}$$

Ejemplo de aplicación: Con los mismos datos del ejemplo anterior podemos calcular por este procedimiento la evapotranspiración de trigo en el Valle de Mayo.

En la tabla adjunta están ordenados los datos de temperaturas con los que se han calculado las eficiencias mensuales de la temperatura obteniéndose un valor de 121.63 de la eficiencia anual con este dato se procede a calcular a cuyo valor aproximado es de 2.95

Con los datos anteriormente calculados, se procede a aplicar la fórmula de la temperatura media mensual mes a mes. Para valores de temperaturas mayores de 26.5 °C, los de la evapotranspiración prácticamente son iguales para cualquier valor de la "Eficiencia de la temperatura" y puede obtenerse con ayuda de la tabla número 3.

**CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POR EL MÉTODO DE
THORNTHWAITE**

Meses	Temperatura		Ev	Ev
Octubre	27.9	13.50	14.70	1.04
Noviembre	19.8	8.03	6.25	3.66
Diciembre	16.5	6.10	5.93	3.37
Enero	16.2	5.93	3.47	2.99
Febrero	15.4	5.49	2.99	2.40
Marzo	14.3	4.91	2.40	3.80
Abril	21.6	9.17	8.15	
Mayo	25.1	11.50	12.63	
Junio	28.7	14.09	15.32	
Julio	31.6	16.30	17.12	
Agosto	29.9	14.99	16.15	
Septiembre	29.4	14.62	15.82	
TOTAL		121.63	118.66	

Se puede observar que el valor obtenido de avapotranspiración por este método para el trigo de un periodo vegetativo de 110 días es bastante bajo y representa menos del 50% de lo obtenido para el método gravimétrico y para el caso del Valle de Mayo es de aproximadamente 38.2 cm.

6.4.3.- Fórmula De Blaney - Criddle.

Blaney y Criddle, utilizando la temperatura y las horas de iluminación diarias de la parte árida del oeste de los Estados Unidos, han propuesto una fórmula simplificada que ha sido adoptada por el Soil Conservation Service del U.S.D.A., habiéndose recogido gran abundancia de datos para determinar los coeficientes que deben ser empleados para diferentes cultivos.

Multiplicando la temperatura media mensual por el tanto por ciento de iluminación mensual con respecto a la anual, se obtiene el factor F, llamado fuerza evaporante.

Su expresión matemática es la siguiente:

$$U = K \{ p (8.12 + 0.457 * t) = KF$$

en la que las cantidades siguientes han de ser determinadas por el mismo periodo:

U = evapotranspiración en mm.

F = suma de los factores de la evapotranspiración para el periodo determinado (suma de los productos de la temperatura media por el tanto por ciento de la iluminación mensual con respecto a la anual)

K = coeficiente empirico (anual, época de riego o periodo vegetativo).

t = temperatura en grados centigrados.

p = tanto por ciento en horas de iluminación anual que se producen durante el periodo determinado.

Para cálculos mensuales se utilizan letras minúsculas, con lo que se gana claridad en la exposición. Por lo tanto,

f = factores que intervienen en la evapotranspiración mensual

$[p (8.12 + 0.457 * t)]$

k = coeficiente mensual = u/f

$u = k * p (8.12 + 0.457 * t) = kf =$ evapotranspiración mensual en mm.

Si se conoce la evapotranspiración de un cultivo determinado para una zona dada, se puede calcular el mismo dato para otra localidad aplicando la fórmula (11.6).

La tabla 11.10 sirve para ilustrar el empleo del método cuando se quiere calcular la evapotranspiración de un cultivo de alfalfa en el Salinas Valley, California. Los coeficientes mensuales k se han calculado midiendo la evapotranspiración y la temperatura del San Fernando Valley, California.

Mes	Temperatura media mensual	Horas de iluminación	Factor de evapotranspiración	Coefficiente	Evapotranspiración mm
Abril	14.39	8.85	130.0	0.6	78.0
Mayo	16.95	9.82	155.7	0.7	109.0
Junio	18.73	9.84	164.2	0.8	131.4
Julio	20.23	10.00	170.3	0.85	11.7
Agosto	19.89	9.41	162.0	0.85	137.7
Septiembre	19.23	8.36	141.3	0.85	120.1
Octubre	16.78	7.84	123.8	0.70	86.6

Evapotranspiración total en la estación = 807.5 mm.

$f = p (8.12 + 0.457 * t)$ = factores que influyen en el consumo mensual.

k = Coeficiente mensual calculados de los datos de la alfalfa en San Fernando Valley.

$U = k * f$ = Evapotranspiración mensual.

6.4.4.- Fórmula De Turc.

$$E_{VTP} = 0.40 \frac{t}{t + 15} (R_i + 50)$$

Donde:

E_{VTP} = Evapotranspiración potencial en mm/mes

t = Temperatura media diaria del mes en °C

R_i = Radiación global incidente media diaria del mes en cal/ cm/día

CAPITULO VII

AVENIDAS DE DISEÑO

Objetivo: Determinar la avenida de diseño para obras hidráulicas.

AVENIDAS DISEÑO.

7.1.- Estimación De Gastos Mínimos.

Relación lluvia, escurrimiento.

Por definición, el tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar una gota de agua, desde el punto más alejado de la cuenca hasta la desembocadura de la misma.

Es muy importante recalcar en esta parte del curso que el cálculo del tiempo de concentración (t_c) es indispensable para conocer la duración de la tormenta de diseño.

Se concluye por lo tanto que:

Tiempo de concentración = Duración de la tormenta de diseño.

El tiempo de concentración se calcula como se indica a continuación:

Fórmula propuesta por Kirpich

$$t_c = \frac{0.0662 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Fórmula propuesta por Rowe

$$t_c = [0.81 * L^3 / H]^{0.385}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce principal, en km.

S = Pendiente del cauce principal (H/L).

H = Desnivel del cauce principal, en metros.

7.2.- Métodos Empíricos.

- Método de la fórmula racional
- Método de Chow
- Método del hidrograma Triangular
- Método de curva "S"
- Método de hidrograma instantáneo.

7.3.- Métodos Estadísticos y Probabilísticos.

7.3.1.- Método De Gumbel.

$$q = -a - c \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}$$

Donde a y c son los parámetros por determinar los que a su vez conocidos permiten calcular el evento máximo hidrológico (gasto, precipitación, etc.) asociado a un periodo de retorno dado.

a.1) Ajuste por momentos.

Los parámetros " a " y " c " obtenidos por el método de momentos, para una muestra infinita se calculan como:

$$a = 0.5772c - x$$

$$c = \frac{(6)^{1/2} \cdot S_x}{\pi}$$

Pero como la muestra es siempre finita, los parámetros anteriores se pueden expresar de la forma siguiente:

$$a = Y_N C - x$$

$$c = \frac{S_x}{\sigma_N}$$

En donde Y_N , σ_N son funciones exclusivas del tamaño de la muestra, es decir el número de años de registro observados. Los valores Y_N y σ_N se pueden obtener de la tabla 1.7

Si ahora se sustituye el par de ecuaciones (3) en (1) se obtiene:

$$q = \left(Y_N \cdot \frac{S_X}{\sigma_N} - x \right) - \frac{S_X}{\sigma_N} \ln \ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)$$

$$q = x \cdot \frac{S_X}{\sigma_N} \left[Y + \ln \ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

o bien

$$Q_{\max} = Q \cdot \frac{S_Q}{\sigma_N} \left[Y + \ln \ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

en la que:

$$Q = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$S_Q = \left(\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - NQ^2}{N-1} \right)^{1/2}$$

siendo:

N = número de años de registro

Q_i = Gastos máximos anuales, registrados en m^3 /seg.

Q = Valor medio de los gastos registrados en m^3 /seg.

S_Q = Desviación estándar de los gastos máximos acumulados en m^3 /seg.

Y_N y σ_N = Son los parámetros en función de N_i tabla 1.7.

T_r = Periodo de retorno en años.

Q_{\max} = Es el gasto máximo esperado para un periodo de retorno.

7.3.2.- Método de Nash.

Si en la ecuación (1), se realizan las siguientes sustituciones:

$$a = -a_0$$

$$c = -c_0$$

$$x = \text{Ln Ln} \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)$$

Así la expresión de Nash sería:

$$q = a_0 + c_0 x$$

La norma que se debe cumplir para ajustar por el método de mínimos es que la función "z" sea mínima y esta expresada por:

$$Z = \sum_{i=1}^n (Q_i - q_i)^2$$

$$Z = \sum_{i=1}^n [Q_i - (a_0 + c_0 x_i)]^2$$

en la que:

x_i = son los valores de "x" para el gasto Q_i y se calculan mediante la expresión:

$$x_i = \text{Ln Ln} \left(\frac{T_{ri}}{T_{ri} - 1} \right)$$

donde

T_{ri} = Periodo de retorno asociado a cada uno de los gastos Q_i y se calcula con la expresión:

$$T_{ri} = \frac{N + 1}{m_i}$$

m_i es el número de orden.

a_0 y c_0 se pueden determinar como:

$$\frac{z}{a_0} = 0$$

$$\frac{z}{c_0} = 0$$

$$a_0 = Q = -c_0 x$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n Q x_i - N Q x}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - N x^2}$$

Como se observa a_0 y c_0 son parámetros característicos que dependen de los datos disponibles, sustituyendo a_0 y c_0 en la ecuación (10), se podrá conocer el gasto máximo para cualquier periodo de retorno.

7.3.3.- Método De Levediev.

$$Q_{\max} = Q (k C_v + 1)$$

donde:

Q = gasto medio de los máximos anuales observados.

$$C_v = \sqrt{\frac{[(Q_i / Q) - 1]^2}{N}}$$

k = Coeficiente que depende de la probabilidad (P) y del coeficiente C_s , tablas 4.6a, 4.6b y 4.6c.

P = a la probabilidad de que se presente el gasto máximo en un años determinado, expresada en porcentaje, se calcula como:

C_s = coeficiente de asimetría cuando el número de años de registro es mayor que cuarenta, se determina con la expresión:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n [(Q_i / Q) - 1]^3}{N (C_v)^3}$$

Para el caso en el que el número de años de registro sea menor de cuarenta se recomiendan los valores siguientes:

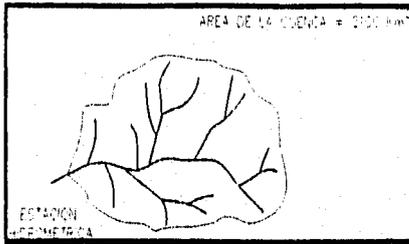
$C_s = 2 C_v$; para una avenida producida por deshielo

$C_s = 3 C_v$; para una avenida producida por una tormenta

$C_s = 5 C_v$; para una avenida producida por una tormenta ciclónica

El valor así obtenido se compara con el calculado con la ecuación (20) y se escoge el mayor de ellos.

Ejemplos de aplicación:



Muestra de datos anuales

año	gasto máximo (m ³ /seg.)
1970	800
71	950
72	1420
73	1380
74	1275
75	680
76	840
77	1100
78	1280
79	890
1980	910
81	920
82	1040
83	911
84	840
85	970
86	1180
87	1420
88	1560
89	1610
1990	1420

a) Solución por el método de Gumbel.

De la muestra de datos se obtiene la media y la desviación estándar.

$$\bar{x} = 1110.52 \quad S = 273.56$$

Número de años de registro $N = 21$

De las tablas obtenemos Y_N y σ_N

$$Y_N = 0.5252$$

$$\sigma_N = 1.0696$$

Sustituyendo en la expresión de Gumbel tenemos:

b) solución por el método de Nash.

Ordenando la muestra de datos de el mayor al menor tenemos:

$$Q_{\max} = 1110.52 \frac{273.56}{1.0696} \left[0.5252 + \ln \ln \left(\frac{1000}{999} \right) \right]$$

$$Q_{\max} = 2742.49 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

En la siguiente tabla se muestra la obtención de todos los datos para la aplicación de la expresión de Nash.

Método de Nash

No de orden	Tr	Q	X	QX	X
1	22	1610	-3.067	-4.939.27	9.4118
2	11	1560	-2.305	-3666.96	5.5250
3	7.330	1420	-1.920	-2726.43	3.6860
4	5.500	1420	-1.60	-2280.64	2.5790
5	4.400	1420	-1.355	-1924.75	1.8370
6	3.660	1380	-1.144	-1579.10	1.3090
7	3.142	1280	-0.9597	-1228.46	0.9211
8	2.750	1200	-0.7941	-952.927	0.6306
9	2.110	1180	-0.6422	-757.886	0.4125
10	2.200	1100	-0.5006	-550.716	0.2506
11	2.000	1040	-0.3665	-381.173	0.1343
12	1.833	970	-0.2376	-230.546	0.0564
13	1.692	950	-0.1122	-106.640	0.0126
14	1.571	920	0.0115	10.611	1.3 E ⁻⁴
15	1.467	911	0.1355	123.458	0.0181
16	1.375	910	0.2618	238.249	0.0685
17	1.294	890	0.3931	349.881	0.1545
18	1.222	840	0.5334	448.070	0.2845
19	1.157	840	0.6893	579.059	0.4852
20	1.100	800	0.8745	199.673	0.7549
21	1.047	680	1.285	767.385	1.2733
			-10.9762	-18109.106	29.8075

De las expresiones de Nash obtenemos:

$$C_0 = \frac{-1819.106 + (21 * 1110.52 * 0.5226)}{29.8075 - (21 * 0.5226^2)} = -244.04$$

$$a_0 = 1110.52 - (244.04 * -0.5226) = 982.984$$

$$Q_{max} = 982.984 + (-244.04) \ln \ln (1000/999) = 2667.9 \text{ m}^3/\text{seg}$$

c) Solución por el método de Levediev.

De las expresiones de Levediev se tiene:

$$Q = 1110.52$$

Para el cálculo de C_v se requiere el cálculo de $\left(\frac{Q_i}{Q-1}\right)^2$ y para ello se realizó la siguiente tabla:

Año	Gasto máximo	$(Q_i / Q - 1)^2$
1989	1610	0.2023
88	1560	0.1638
72	1420	0.0777
87	1420	0.0777
90	1420	0.0777
73	1380	0.0589
78	1280	0.0233
74	1200	0.0065
86	1180	0.0039
77	1100	0.0001
82	1040	0.0040
85	970	0.0160
71	950	0.0209
81	920	0.6294
83	911	0.0323
90	910	0.0326
76	840	0.0543
74	840	0.0543
70	800	0.0782
75	680	0.0160
		0.2400

Como el periodo de registro es menor de 40 años $C_s = 3 (C_v)$; avenida producida por una tormenta.

$$C_s = 3 (0.24) = 0.72$$

$$P = \frac{1}{T_r} * 100 = 1/1000 * 100 = 0.1$$

Usando tablas con $P = 0.1$ y $C_s = 0.72$

$$K = 4.128$$

$$Q_{\max} = 1110.52 * [(4.128 * 0.24) + 1] = 2210.73 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Distribución exponencial.

$$F(x) = 1 - e^{-(x-b)/a}$$

Despejando x , que es el evento hidrológico para nuestro caso tenemos:

$$x = b - a \ln [1 - F(x)]$$

Entonces:

$$Q_{\max} = b - a \ln [1 - (1 - 1/T_r)]$$

donde:

$a+b$ = la medida de la muestra de datos

a = es la desviación estándar

Para el problema anterior se tiene:

$$\text{Medía} = a+b = 1110.52 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{Desviación estándar} = 273.56 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$b = 1110.57 - 273.56 = 836.96 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Distribución Normal

$$Z = \frac{x - a}{b}$$

despejando x:

$$x = zb + a$$

donde x es el evento hidrológico y se representa como:

$$Q_{\max} = bz_i + a$$

a = Media

b = Desviación estándar

En el problema anterior tenemos:

$$a = 1110.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 273.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$F(x) = 1 - 1/Tr = 1 - 1/1000 = 0.999$$

De las tablas de distribución normal se obtiene $z = 3.08$

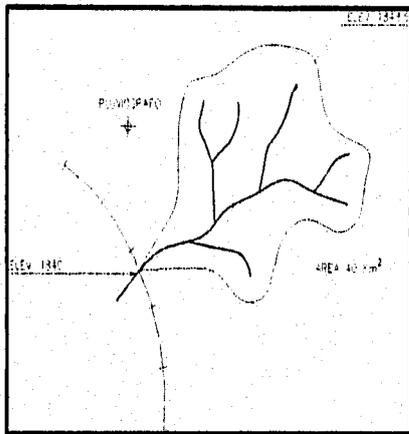
$$Q_{\max} = 273.56 * (3.08) + 1110.52$$

$$Q_{\max} = 1953 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.4.- Hidrograma Unitario.

Los siguientes métodos se explicaran con un ejemplo:

Determinar el gasto máximo para un periodo de retorno de 20 años de una cuenca de 40 Km², longitud del cauce principal de 8 km y praderas normales con suelo arcilloso.



Suponiendo que la estación pluviográfica A se haya analizado la información correspondiente al registro histórico de intensidades máximas para diferente duración (5, 10, 15, 30, 45, 60 min. etc.) del análisis anterior se obtiene la ecuación:

$$h_p = 1.2 T_r^{0.4} d^{0.3}$$

Donde:

h_p = Altura de precipitación, en centímetros.

T_r = Periodo de retorno en años

d = Duración de la tormenta en minutos = t_c

Obtención del tiempo de concentración:

$$t_c = \frac{0.06662 * 8^{0.77}}{(8.5 / 8000)^{0.385}} = 4.58 \text{ hrs.}$$

Kirpich

$$t_c = \frac{0.81 * 8^3}{8.5}^{0.385} = 4.47 \text{ hrs.}$$

Rowe

7.4.1.- Fórmula Racional.

$$Q = 0.278 C i A$$

Donde:

Q = gasto en m^3 /seg.

0.278 = factor de homogeneidad de unidades

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de la tormenta de diseño, en mm/hr.; correspondiente a la duración = al tiempo de concentración y periodo de retorno asignado.

A = Área de la cuenca, en km^2

Para nuestro caso en particular $c = 0.17$ obteniendo de la tabla 2.3

$$h_p = 0.6 Tr^{0.4} d^{0.3}$$

$$t_c = 4.5 \text{ hrs} * 60 \text{ min} / 1 \text{ hr} = 270 \text{ min.}$$

$$h_p = (0.6 \cdot 30)^{0.4} (270)^{0.3} = 12.54 \text{ cm.} = 125.4 \text{ mm}$$

$$i = \frac{125.4 \text{ mm}}{4.5 \text{ hr}} = 27.87 \text{ mm / hr}$$

Por lo tanto el gasto máximo será:

$$Q_{\max} = 0.278 * 0.17 * 27.87 * 40 = 52.7 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

7.4.2.- Hidrograma Unitario Triangular.

1.- Se determina la duración de la lluvia efectiva, como:

$$d = 2 * t_0^{1/2}; \text{ para el ejemplo anterior } d = 2 (4.5)^{1/2} = 4.24 \text{ hrs.}$$

2.- Se calcula el tiempo de pico (t_p); como:

$$t_p = 0.5 d + 0.6 t_0$$

$$t_p = 0.5 (1.24) + 0.6 (4.5) = 4.82 \text{ hrs}$$

3.- Se calcula el gasto de pico (q_p) como:

$$q_p = 0.202 * (A / t_p) = 0.202 * (40 / 4.82) = 1.72 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{mm}$$

4.- Se calcula el tiempo de retorno t_R , como:

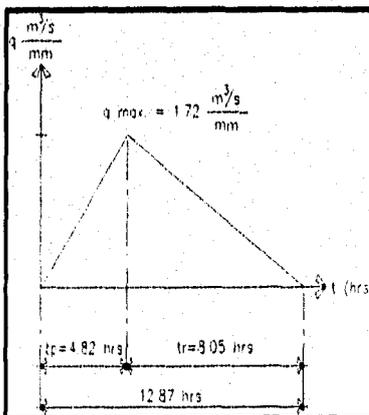
$$t_R = 0.6 t_0$$

$$t_R = 0.6 (4.5) = 2.7 \text{ hrs.}$$

5.- se calcula el tiempo de receso t_r , como:

$$t_r = 1.67 t_p$$

$$t_r = 1.67 (4.82) = 8.05 \text{ hrs.}$$



6.- Se calcula la altura de precipitación en exceso h_{pe} como:

$$P_e = \frac{(P - (508/n) + 5.08)^2}{P + (2032/N) - 20.32}$$

Tipo de suelo arcilloso; suelo tipo D de tabla 1.2 Pradera permanente: $N = 78$

$$P_e = \frac{(12.54 - (508/78) + 5.08)^2}{12.54 + (2032/78) - 20.32} = 6.75 \text{ cm}$$

$$P_e = 67.5 \text{ mm.}$$

7.- Se calcula el gasto máximo con la siguiente fórmula:

$$Q_{\max} = q_p \cdot h_{pe}$$

$$Q_{\max} = 1.72 \cdot 67.5 = 116.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

c) Método de Chow.

El gasto máximo por el método de Chow se calcula mediante la fórmula:

$$Q_{\max} = A \cdot X \cdot Y \cdot Z$$

Donde:

$$X = \frac{P_{eb}}{d_e}$$

P_{eb} = Precipitación total en la cuenca en cm.

d_e = Duración de la lluvia efectiva en hrs = t_e

$$Y = 2.78 \cdot \frac{P}{P_b}$$

P = Precipitación total en la cuenca en cm.

P_b = Precipitación total en la estación base en cm.

Z = Factor de reducción del gasto máximo, su valor se obtiene en forma gráfica = $t' = d_e / t_r$

$P_{cb} = h_{pc}$; obtenido en el método del hidrograma triangular

$$P_{cb} = 67.5 \text{ mm}$$

Para la tormenta que se analiza

P = Valor representativo de las tres estaciones (precipitación media)

Para el caso que no se tenga esta información se obtendrá por utilizar el valor de la precipitación media anual.

P_b = En el valor de la precipitación media para la tormenta analizada; en caso de no existir esta última, se procederá a emplear el valor de la precipitación media anual.

Por lo general $P_b =$ Entonces $Y = 2.78$

$$Q_{\max} = 40 X Y Z$$

$$X = \frac{6.75 \text{ cm}}{4.5 \text{ hrs}} = 1.5 \text{ cm/hr}$$

Para este caso $P = P_b$ por lo tanto $P / P_b = 1$

$$Y = 2.78$$

Obtención del valor de "Z"

$$t_r = 0.005 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right) 0.64$$

$$t_r = 0.005 \left(\frac{8000}{0.006^{1/2}} \right) 0.64 = 3.22 \text{ hrs}$$

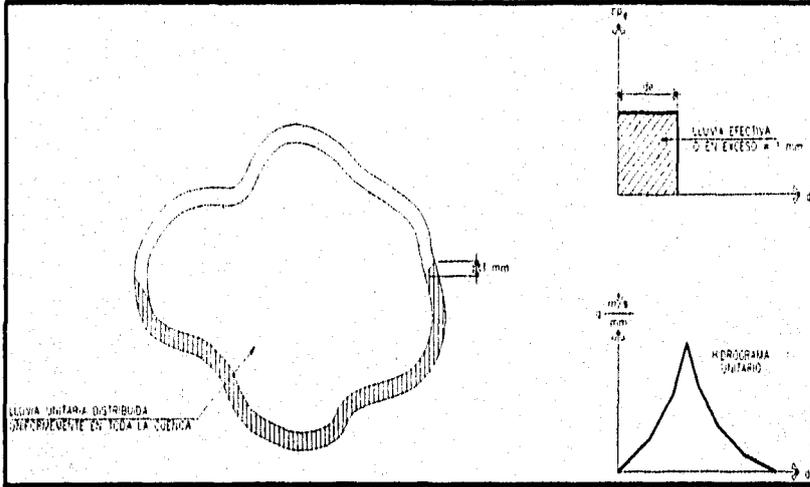
$$f = d_e / t_r = 4.5 / 3.22 = 1.39 = 1.4$$

De tablas $Z = 0.78$ Fig. 2.7

$$Q_{\max} = 40 \cdot 1.5 \cdot 2.78 \cdot 0.78 = 130.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Hidrograma Unitario Tradicional.

El hidrograma unitario asociado a una duración "d" se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación en exceso unitaria (la unidad más frecuentemente empleada es el mm) distribuida uniformemente en toda la cuenca y en el tiempo.



Se concederá que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada; por lo general corresponde al tiempo de concentración de la cuenca. El hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva.

De acuerdo con la definición anterior el hidrograma unitario se obtendrá a partir de datos simultáneos de lluvia y escurrimiento.

Para aplicar este método se requiere tener una estación pluviográfica por un lado y por el otro una estación medidora de gastos o hidrométrica correspondiente a la misma fecha de observación. De otra forma, si no se tiene esta información no será posible aplicar el criterio del hidrograma unitario tradicional y en este caso se aplicará el criterio del hidrograma unitario triangular, ya que este parte básicamente de información de precipitación.

CAPITULO VIII

ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS.

Objetivo: Determinar la capacidad útil y de regulación de vasos de almacenamiento para aprovechamientos Hidráulicos de propósito múltiple.

ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS.

8.1.- Tipos De Almacenamientos Y Sus Características.

El agua puede ser aprovechable por le hombre para diferentes usos, entre los que se pueden citar:

- a) Agua de uso municipal: es la que proporciona agua potable para actividades domesticas, comerciales, uso público o industrial.
- b) Agua de uso pecuario : para el consumo del ganado.
- c) Agua de uso piscícola: para la conservación de los peces.
- d) Agua de uso silvícola: para la formación de viveros o cortinas naturales de árboles.
- e) Agua para generación eléctrica.
- f) Agua para recarga de acuíferos: se requiere de un almacenamiento para poder cumplir con esta función.

De acuerdo a la forma de captación del agua superficial, puede decirse que existen:

1.- **Sistemas de almacenamiento:** el agua es almacenada en una depresión natural del terreno, formando un deposito mediano, mediante una cortina construida en una boquilla ademada. Esto es, una presa de almacenamiento.

2.- **Sistema de derivación:** son aquellos que tienen por objeto, aumentar artificialmente el tirante de agua en un río mediante una cortina de poca altura generalmente.

3.- **Aprovechamiento de vasos naturales:** por lo general se trata de lagos y lagunas.

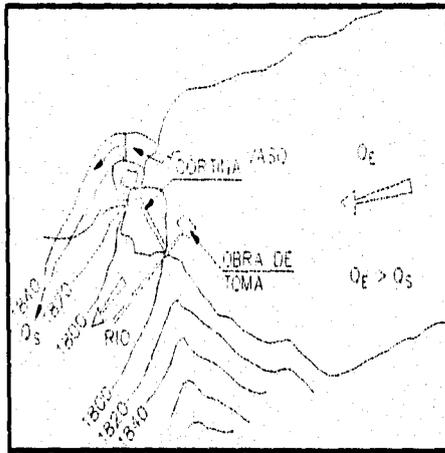
4.- **Estación de bombeo en ríos:** se encuentra a una elevación superior del sitio de captación.

Los sistemas de aprovechamiento pueden incluir a uno de los mencionados anteriormente o una combinación de ellos.

Dado a la gran extensión del tema este trabajo se limitara al dimensionamiento hidráulico de un apresa de almacenamiento; sin embargo no debe perderse de vista que el campo de la hidrología, es aplicable a todo tipo de aprovechamientos Hidráulicos.

Presas de Almacenamiento.

Estructuras que la componen:



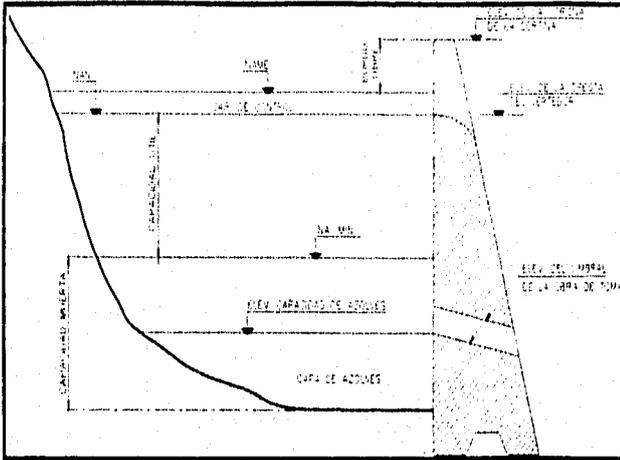
Vaso: Es el que constituye propiamente dicho, el almacenamiento. Su función es la de regularizar los escurrimientos; de tal manera de proporcionar el agua en la forma requerida (demandas).

Cortina: Es el elemento artificial que cierra el paso del agua y forma el vaso.

Obra de Toma: Es la estructura con la cual se realizan las extracciones al vaso de acuerdo al programa de demanda y para el uso a que se destine la presa.

Obra de excedencia: El objeto de esta estructura es el de descargar adecuadamente los volúmenes del vaso, que excedan cierto nivel arriba del cual se ponga en peligro la seguridad de la obra.

8.2.- Capacidad De Azolves Y Niveles De Aguas Mínimas (NAMIN).



Capacidades y elevaciones típicas en un vaso de almacenamiento

NAME: Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.

NAN: Nivel de Aguas Normales

NAMin: Nivel de Aguas Mínimas

Se considera una presa con vertedor de descarga libre.

Capacidad de Azolves: Es el volumen muerto, destinado a la acumulación de azolves, que lleguen al vaso durante la vida útil de la obra, en presas por lo regular se toma la vida útil 50 años.

Capacidad Muerta: Es la capacidad que se encuentra por debajo del NAME y el NAMin, es una elevación tal que permite hacer los desfogues adecuadamente, ya sea por carga o por razón una presa para riego es común que el NAMin y la elevación de capacidad de azolves coincidan.

8.3.- Volumen Útil y Nivel De Aguas Máximas De Operación (NAMO).

Capacidad Útil: Es el volumen destinado a regularizar los escurrimientos aprovechables de una corriente. Esta limitada por el NAMin y el NAM, cunado se tiene un vertedor con compuertas el NAN, puede ubicarse por arriba de la cresta vertedora. La capacidad útil se determina mediante el análisis de funcionamiento de Vaso.

Capacidad de Control: Es el volumen que se destina a la regularización de los escurrimientos producidos por avenidas. En presas con vertedor de descarga libre, esta capacidad es el sobrealmacenamiento máximo que eventualmente se tiene por el paso de una avenida. La capacidad de control se determina con el análisis de Tránsito de Avenidas.

Capacidades de un Vaso (cálculo)

Capacidad de azolves:

Sólidos de suspensión (SS)

Vol. de azolves

Acarreos de Fondo (AF)

Volúmenes de sólidos en suspensión (Vol. S.S.) = $P \times \text{EMA} \times \text{Vida Útil}$

EMA = escurrimiento media anual del río

P = % medio anual de S.S. respecto a EMA y varía de 0.2 a 0.6 de EMA

P = Vol. de material sólido para 1 año / EMA

Volumen de acarreo de Donde (Vol. A.F.) = $K \times \text{Vol. S. S.}$

K = factor que depende de las condiciones físicas del cauce de la cuenca varía entre 0.20 y 0.40

Los sólidos en suspensión son pequeñas partículas sólidas que flotan en el agua y se depositan próximas a la cortina, son registradas por las estaciones hidrométricas.

Los acarreos de fondo son partículas sólidas que flotan en el agua y se depositan próximas a la cortina, son registradas por las estaciones hidrométricas.

Los acarreos de fondo son partículas, que acarrean el río por arrastre de fondo. Por lo general no se mantiene información de esto:

Finalmente:

Capacidad de Azolves = Vol. S. S. + Vol. A. F.

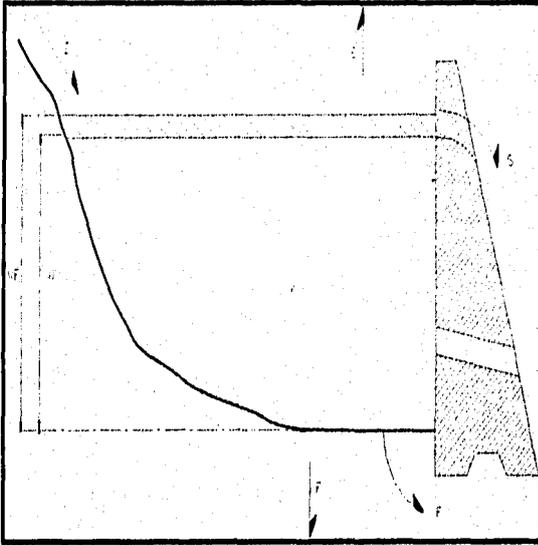
8.4.- Funcionamiento De Vasos.

Capacidad Útil (funcionamiento de Vaso)

Consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamientos del vaso en un cierto periodo de tiempo.

El modelo de la simulación se basa en la ecuación de continuidad que expresada en volumen es igual a:

$$\text{Vol. de entradas} = \text{vol. de salidas} + \text{Almacenamiento.}$$



Entradas:

I Volúmenes escurridos por ríos u otras aportaciones

Salidas:

D : Volúmenes demandados

E : Volúmenes evaporados, ya esta incluyendo la lluvia que en realidad es una entrada.

F : Volúmenes infiltrados en el vaso y boquilla por lo general se desprecian.

S : Volúmenes derramados por el vertedor

Vi : Volumen de almacenamiento al inicio de Δt

Vj : Volumen de almacenamiento al final de Δt

La ecuación (1) se puede escribir como:

$$I = D + E + S + (V_f - V_i) \quad (2)$$

$$E = e \{(A_i + A_f)/2\} \quad (3)$$

donde e = lámina de evaporación neta (mm)

$$e = K \times E_p - P$$

K : constante del evaporímetro (0.7 0.8) en práctica (0.75)

E_p : evaporación media (evaporímetro) en mm

P : precipitación en mm

A_i : área del embalse al inicio de t

A_f : área del embalse al final de t

Considerando (3) la ecuación (2) queda:

$$I + V_i - D - \frac{e A_i}{2} = V_f + \frac{e A_f}{2} + S$$

La ecuación (4) es la ec. de funcionamiento de vaso, donde los términos del primer miembro son conocidos, y los del segundo desconocidos al inicio de t . Esta ec. se resuelve por medio de tanteos suponiendo un V_f , hasta que se cumpla la igualdad, por lo tanto el proceso es iterativo.

Se recomienda que $T = 1$ mes, por lo tanto el análisis será mensual.

Información requerida:

a) Curvas elevación - áreas - capacidades del vaso, se obtienen a partir de un plano topográfico, por cubicación, sirve para conocer el área del embalse (A en función del almacenamiento) o de la elevación del embalse.

b) Entradas mensuales al vaso I : son los volúmenes que en forma mensual entran al vaso por ríos u otras aportaciones.

c) Demanda D; son los volúmenes mensuales que tiene que satisfacer la presa para los fines que se destino. Para el caso de la generación de la energética eléctrica, la ley de las demandas se define de acuerdo a las necesidades de generación, la demanda será un gasto y este será función de la carga en el vaso.

d) Evaporación y precipitación: es necesario el cálculo de estos parámetros para poder resolver la ecuación (3'0)

La condición ideal es que los niveles de embalse varíen entre el NAMin y el NAN, pues de esta forma siempre se podrá satisfacer la demanda y por otro lado nunca se desaprovechara el agua derramándola.

En la practica cuando el nivel del agua desciende del NAMin, no se da la demanda y por lo tanto existe

DEFICIENCIA. Si el nivel de agua supera el NAN y el vertedor es de cresta libre, hay derrames.

8.4.- Tránsito De Avenidas En Vasos Y Nivel De Aguas Máximas Extraordinarias (NAME).

El análisis de funcionamiento de vaso consiste en optimizar las dos funciones anteriores. Existen criterios de deficiencia máximas permisibles que normaran la decisión cuanto al tamaño conveniente que se debe asignar a la capacidad útil.

En la actualidad este análisis se realiza por computadora de tal manera que es posible funcionar varios tamaños de capacidad útil y seleccionar el más adecuado.

Ejemplo:

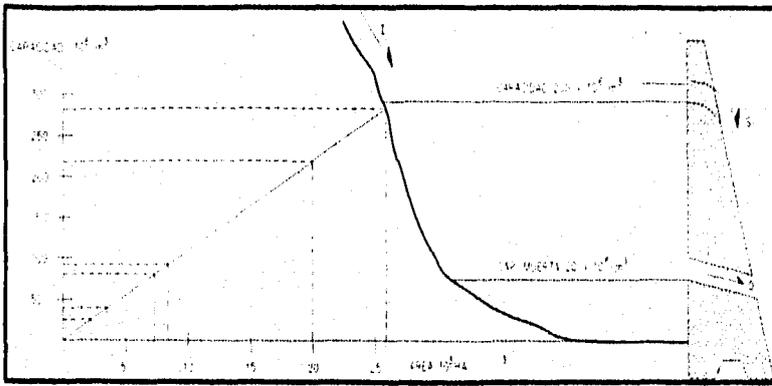
Datos:

Cap. muerta $20 \times 10^6 \text{ m}^3$

Cap. útil $180 \times 10^6 \text{ m}^3$

Cap. útil $200 \times 10^6 \text{ m}^3$

Se supone un $V_i = 80 \times 10^6 \text{ m}^3$



Resumen

Vol. aprovechable	$341/507 =$	67.3%
Vol. derramado	$76/507 =$	15.0%
Vol. evaporado	$(36+30)/507 =$	13.0%
Δ Almac	$(104 - 80)/507 =$	4.7%
		100%

Verificación:

Vol. final = $80 + 507 - 341 - 36 - 30 - 76 = 104$

Def. anual = $79/420 = 18.18\%$

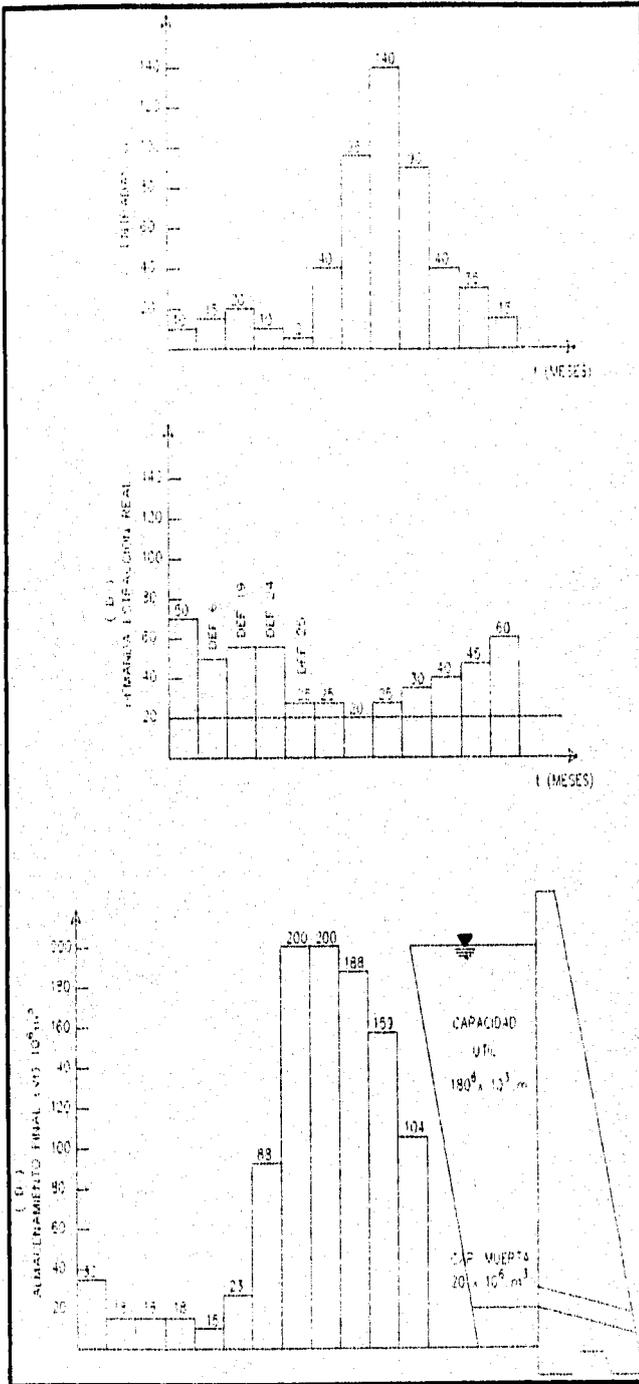
Def. máxima mensual = 100% mes de mayo.

Después de realizar varios funcionamientos de vaso para diferenciar los tamaños de presa (cap. útil) se seleccionara aquel que cumpla con aquella que cumpla con una serie de restricciones de deficiencias máximas, al mismo tiempo el mínimo tamaño. Como una guía se dan las siguientes:

Para riego (SARH)

Deficiencia en el periodo	<3% de la demanda
Deficiencia máxima en 1 año	30 - 40% de la demanda anual
Deficiencia máxima mensual	100% de la demanda mensual
N. de años con deficiencia	25% del total (vida útil)
N. de años seguidos con deficiencia	<3 años

En la figura siguiente se muestra el funcionamiento del vaso gráficamente.



8.6.- Bordo Libre.

Bordo libre: Es la distancia vertical que existe entre el NAME y la corona de la cortina. Se prevé esta distancia para el oleaje en el vaso no exceda la corona y a la larga ponga en peligro la estabilidad de la cortina. Existen varios criterios para calcular el bordo libre.

CAPITULO IX

TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUSES.

Objetivo: Analizar el tránsito de avenidas en causes con el propósito de aplicación en el diseño de obras hidráulicas de defensa.

TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUSES.

9.1.- Aspectos Generales.

El tránsito de avenidas permite revisar la capacidad de control (sobre almacenamiento) así, como las dimensiones de la obra de excedencia (vertedor), consiste en la simulación del paso de una onda de avenida por un vaso que controla la descarga mediante un vertedor de dimensiones conocidas o supuestas.

El tránsito de avenidas es utilizado también para conocer el comportamiento de una avenida o su paso por un cauce natural o artificial.

El modelo de simulación se basa en la ec. de continuidad, que establece para un intervalo de tiempo:

$$\text{Vol. de entrada} = \text{Vol. de salida} + \text{almacenamiento} \quad (1)$$

Dado que el paso de la avenida dura horas a lo mucho días, no se consideran lluvias, evaporación, infiltración ni demandas, porque estas son despreciables en comparación con el volumen de la avenida.

Desarrollando la ecuación de continuidad para un "t"

$$\left(\frac{I_i + I_f}{2}\right) \Delta t = \left(\frac{S_i + S_f}{2}\right) \Delta t + \left(\frac{V_f - V_i}{\Delta V}\right) \Delta t \quad (2)$$

donde:

I_i gasto de entrada al vaso al inicio de Δt

I_f gasto de entrada al vaso al final de un Δt

t intervalo de tiempo considerado

S_i gasto de salida para el vertedor inicio Δt

S_f gasto de salida para el vertedor final Δt

V_i, V_f volumen inicial y final del sobrecalentamiento (este se cuenta a partir del NAN)

Ordenando la ecuación (2) en volumen

$$\left(\frac{I_i + I_f}{2}\right) \Delta t + V_i - \frac{S_i}{2} \Delta t = V_f + \frac{S_f}{2} \Delta t \quad (3)$$

Multiplicando la ecuación (3) por $2/\Delta t$, se obtendrán gastos entonces:

$$I_i + I_f + 2 \frac{V_i}{\Delta t} - S_i = 2 \frac{V_f}{\Delta t} + S_f \quad (4)$$

La ecuación (4) es conocida como la ecuación general del tránsito de avenidas, donde $M1$ es conocido y es desconocido.

9.2.- Métodos Hidrológicos.

1.- Calcular el primer miembro $M1$ habiendo fijado el t , supuesta una capacidad inicial V_i (usualmente se empieza el tránsito a presa llena hasta el NAN) y calculando el gasto de salida S_i de acuerdo a la curva de gasto y la elevación que se tenga al inicio del t (sobrecalentamiento = 0)

2.- Se supone un valor de almacenamiento final V_f

3.- Se obtiene la elevación correspondiente al V_f

4.- Con la elevación anterior y al curva de gastos se calcula el S_f

5.- Calcular el valor de $M2$

6.- Repetir las operaciones hasta que $M1 = M2$

7.- El gasto inicial I_i del siguiente intervalo será el gasto final I_f del anterior

El tamaño del intervalo Δt dependerá del tiempo de duración de la avenida, forma de la avenida y precisión deseada.

Por lo tanto $\Delta t = 10.30 \text{ min.}, \dots 1, 2, 3, 4, \dots \text{hrs. etc.}$

9.3.- Descripción De Métodos Hidráulicos.

Para obtener el tránsito de avenidas a través de un vaso de almacenamiento existen una serie de métodos entre los cuales están: el método gráfico, semigráfico y los del tipo numérico. Para el tránsito de avenidas será datos:

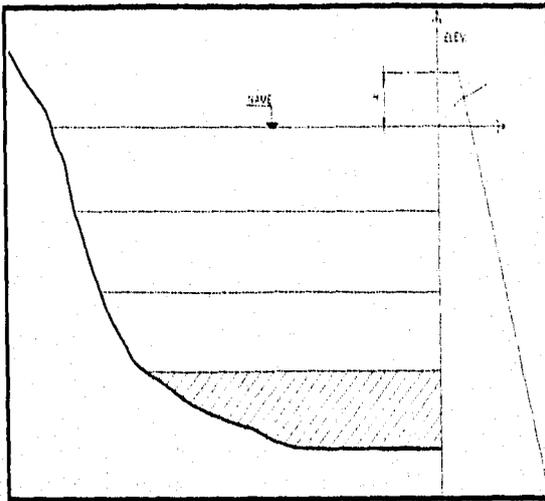
- a) El hidrograma de ingreso
- b) La elevación inicial del agua en el vaso en el tiempo cero antes de que se presente la avenida.
- c) El egreso inicial en el tiempo cero
- d) La curva elevación capacidades (obtenida de planos topográficas del vaso)
- e) La curva elevación - descargas o su ecuación (obtenida de la ecuación del vertedor + gastos de operación si la hay)

Un hidrograma es en realidad el registro de una onda al pasar por una estación de aforo, conforme la onda se mueve aguas abajo su forma cambia modificándose el hidrograma y casi siempre se reduce su Q max.

Se entiende por tránsito de avenidas al procedimiento analítico, para determinar la forma del hidrograma en una localidad particular, de un cruce, almacenamiento de un cauce, lago, resultado de un hidrograma medido o supuesto en otra localidad.

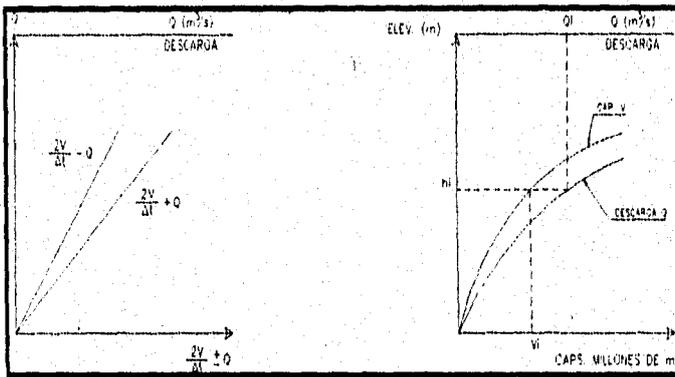
El cálculo teórico de cambio de la forma del hidrograma con base en la mecánica de ondas para las condiciones del cauce de un vaso de una presa, es complicado, sin embargo el problema se ha resuelto considerando solamente la ecuación de continuidad.

Analizando la siguiente figura se tiene:



El cambio de almacenamiento es el área del trapecio sombreado.

Como son conocidos las curvas elevación - capacidad y elevación descarga se dispone de la siguiente figura 2, se pueden formar las curvas de $\frac{2V}{\Delta t} \cdot S$ contra $\frac{2V}{\Delta t} + S$ de acuerdo con la figura 3



Para construir la figura 3 se sigue la secuela siguiente, pasos "A"

a) Hacer un encabezado de la siguiente forma;

Elevación	Almacenamiento	$\frac{2V}{\Delta t}$	Descargas	$\frac{2V}{\Delta t} \cdot S$	$\frac{2V}{\Delta t} + S$
-----------	----------------	-----------------------	-----------	-------------------------------	---------------------------

1	2	3	4	5	6
---	---	---	---	---	---

b) Seleccionar un intervalo de tiempo Δt ($\Delta t < 0.1 t_p$) donde t_p es el tiempo de pico del hidrograma de entrada al vaso

c) Proponer un elevación h_i y anotarla en la columna (1)

d) Para la elevación h_i de la curva elevación - capacidad obtener V_i y de la curva elevación, descarga obtener S_i (fig. 2) y anotarlas en la columna 2 y 4

e) Obtener $\frac{2V_i}{\Delta t}$ y anotarla en la columna 3

f) Calcular $\frac{2V}{\Delta t} - S_i$ y anotarlos en la columna 5 (columna 3 menos columna 4).

g) Calcular $\frac{2V}{\Delta t} + S_i$ y anotarlos en la columna 6 (columna 3 mas columna 4)

h) Para otras elevaciones de interés ir al inicio c

i) Al dibujar los valores de la columna 4 contra los de la columna 5 se obtiene la figura 3

Para obtener el hidrograma de egreso, se siguen los pasos "B", una vez que se dispone de la figura 3 el método consiste en los siguiente:

J	Fecha	Hrs.	I_f	$\frac{2V_f}{\Delta t} - S_f$	$\frac{2V_f}{\Delta t} + S_f$	S_f
1	2	3	4	5	6	7
1	y	x	I_1	$\frac{2V_1}{\Delta t} - Q_1$	$\frac{2V_1}{\Delta t} + Q_1$	Q_1
2				$\frac{2V_2}{\Delta t} - Q_2$		Q_2
3			I_2	$\frac{2V_3}{\Delta t} - Q_3$		Q_3
			I_3			Q_3

El tránsito de la avenida se realiza mediante la tabla de la figura 3 y el empleo de la ecuación 4 siguiendo los pasos C:

a) Con los valores t ; I_i ; I_f ; V_i ; se llama el primer renglón $J = 1$

b) Con la ecuación 4 se obtiene $\frac{2Vf}{\Delta t} + Sf$

c) Con $\frac{2Vf}{\Delta t} + Sf$ se encuentra el eje de las abscisas de la figura 3y de la curva, y se lee la ordenada que resulte ser Sf

d) Con Sf se entra al eje de las ordenadas de la figura 3 y donde corte a la curva de $S \cdot \frac{2Vf}{\Delta t} - S$, y se lee la abscisa $\frac{2Vf}{\Delta t} + Sf$

e) El proceso se repite desde a) para todos lo valores de interés.

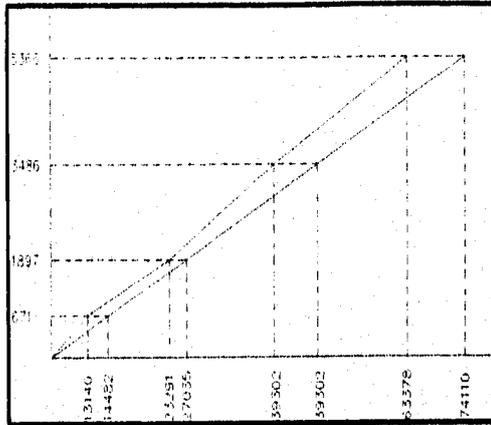
Se desea transitar el hidrograma de la siguiente tabla cuando el nivel del agua en la presa esta en la elevación de 30 m (elevación NAMO) día 12- enero - 1976

tiempo hrs.	3:00	3:30	4:00	4:30	5:00	6:00	6:30	7:00	7:30	8:00
Q (m ³ /seg.)	0	100	400	500	460	230	140	80	30	0

De acuerdo al hidrograma el Δt de análisis será de 30 min. = 1800 seg.

Elev.	Almac. (v) Hm ³	$2V/\Delta t$ m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	$(2V/\Delta t) - Q$	$(2V/\Delta t) + Q$
0	0	0	-	0	
5	0	0	-	0	
10	0.04	44.44	-	44.44	44.44
15	0.28	311.11	-	311.11	311.11
20	1.00	1111.11	-	1111.11	1111.11
25	2.73	3033.33	-	3033.33	3033.33
30	6.21	6900.00	0	6500	6900
35	12.43	13911.11	671	13140	14482.11
40	22.67	25188.89	1897	2329.9	27085.9
45	38.51	42788.85	3486	39302.9	46274.89
50	61.87	68744.44	5366	63378.44	74110.44
0	0				

$$\frac{(2)(0.004 \text{ Hm}^3) \left(\frac{100}{1 \text{ Hm}^3} \right)^3}{1800} =$$



I (1)	fecha (2)	tiempo Δt (3)	$\frac{2V_j+1}{\Delta t} = Q_j+1$	$\frac{2V_j+1}{\Delta t} = Q_j+1$	gasto de egreso	gasto de ingreso
1	12.1.76	3:00	6900	6900	0	0
2	"	3:30	6980	7000	10	100
3	"	4:00	7384	7492	52.33	400
4	"	4:30	8041.52	8287	122.74	500
5	"	5:00	8629.55	9001.52	185.98	460
6	"	5:30	8990.07	9439.55	229.74	350
7	"	6:00	9095.45	9570.07	236.29	230
8	"	6:30	9011.03	9467.49	227.22	140
9	"	7:00	811.44	9231.03	206.25	80
10	"	7:30	8569.93	8958.45	125.51	30
11	"	8:00	8298.66	8599.43	150.39	0
12	"					

$$Q_d = CLH^{2/3}$$

$$H = \frac{Q_d}{CL}$$

(H arriba del NAMO)

NAMO = NAME + B. L.

Las primeras cuatro columnas son datos

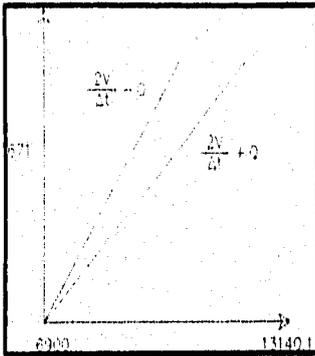
$$I_i + I_{j-1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_j \right) = \frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \quad 0 + 100 + 6900 = 7000$$

Entrando a la figura:

$$Q - \frac{2V}{\Delta t} = 6$$

El valor de 7000 se determina

$$Q_{j+1} \text{ interrelacionando } \frac{2V}{\Delta t} + Q$$



$$\frac{671}{14482 - 6900} = 8.84 \text{ m}^3/\text{s} = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Se entra con el valor de } 700 = \frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$$

Se encuentra la gráfica $\frac{2V}{\Delta t} + Q$ interceptando $\frac{2V}{\Delta t} + Q$ se corre horizontalmente hacia la izquierda interceptando de aquí se baja en línea hasta interceptar el eje de las abscisas

En donde se lee el valor 6992.

Tabla A.5 Valores críticos d para la prueba Kolmogorov - Smirnov de bondad del ajuste*

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Funcion Gamma

$$\Gamma(x) = \int_0^x t^{x-1} e^{-t} dt \quad \text{para } 1 \leq x \leq 2$$

Para poder obtener valores adicionales empleese la formula $\Gamma(x+1) = x\Gamma(x)$

x	$\Gamma(x)$
---	-------------

x	$\Gamma(x)$
---	-------------

1.00	1.00000
1.01	0.99433
1.02	0.98884
1.03	0.98355
1.04	0.97844
1.05	0.97350
1.06	0.96874
1.07	0.96415
1.08	0.95973
1.09	0.95546
1.10	0.95135
1.11	0.94740
1.12	0.94359
1.13	0.93993
1.14	0.93642
1.15	0.93304
1.16	0.92980
1.17	0.92670
1.18	0.92373
1.19	0.92089
1.20	0.91817
1.21	0.91558
1.22	0.91311
1.23	0.91075
1.24	0.90852

1.25	0.90640
1.26	0.90440
1.27	0.90250
1.28	0.90072
1.29	0.89904
1.30	0.89747
1.31	0.89600
1.32	0.89464
1.33	0.89338
1.34	0.89222
1.35	0.89115
1.36	0.89018
1.37	0.88931
1.38	0.88854
1.39	0.88785
1.40	0.88726
1.41	0.88676
1.42	0.88636
1.43	0.88604
1.44	0.88581
1.45	0.88566
1.46	0.88560
1.47	0.88563
1.48	0.88575
1.49	0.88595

x	$\Gamma(x)$
---	-------------

1.50	0.88623
1.51	0.88659
1.52	0.88704
1.53	0.88757
1.54	0.88818
1.55	0.88887
1.56	0.88964
1.57	0.89049
1.58	0.89142
1.59	0.89243
1.60	0.89352
1.61	0.89468
1.62	0.89592
1.63	0.89724
1.64	0.89864
1.65	0.90012
1.66	0.90167
1.67	0.90330
1.68	0.90500
1.69	0.90678
1.70	0.90864
1.71	0.91057
1.72	0.91258
1.73	0.91467
1.74	0.91683
1.75	0.91906

x	$\Gamma(x)$
---	-------------

1.76	0.92137
1.77	0.92376
1.78	0.92623
1.79	0.92877
1.80	0.93138
1.81	0.93408
1.82	0.93685
1.83	0.93969
1.84	0.94261
1.85	0.94561
1.86	0.94869
1.87	0.95184
1.88	0.95507
1.89	0.95838
1.90	0.96177
1.91	0.96523
1.92	0.96877
1.93	0.97240
1.94	0.97610
1.95	0.97988
1.96	0.98374
1.97	0.98768
1.98	0.99171
1.99	0.99581
2.00	1.00000

Tabla A.1

Áreas bajo la curva normal

de $-\infty$ a z

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz$$

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7796	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9972	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

La función gamma

Definición de la función gamma para $\Gamma(x) \quad x > 0$

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \quad x > 0$$

Fórmula de recurrencia

$$\Gamma(n+1) = n \Gamma(n)$$

$$\Gamma(n+1) = n! \quad \text{si } n = 0, 1, 2, \dots \text{ donde } 0! = 1$$

Función gamma para $x < 0$

Cuando $x < 0$ la función gamma puede ser definida como:

$$\Gamma(x) = \frac{\Gamma(x+1)}{x}$$

Representación gráfica de la función gamma

Algunos valores de la función gamma

$$\Gamma\left(\frac{1}{2}\right) = \sqrt{\pi}$$

$$\Gamma\left(m + \frac{1}{2}\right) = \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdots (2m-1)}{2^m} \sqrt{\pi} \quad m = 1, 2, 3, \dots$$

$$\Gamma\left(-m + \frac{1}{2}\right) = \frac{(-1)^m 2^m \sqrt{\pi}}{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdots (2m-1)} \quad m = 1, 2, 3, \dots$$

Tabla 2.2 Coeficiente K segun tipo de vegetacion

Cultivo	Periodo de crecimiento	K
alfalfa	entre heladas	0.80 - 0.85
algodon	7 meses	0.65-0.75
arroz	3 - 5 meses	1.00-1.20
cereales	3 meses	0.75 - 0.85
citricos	7 meses	0.50 - 0.65
frijol	3 meses	0.60 - 0.70
lino	7 - 8 meses	0.80
maiz	4 meses	0.75 - 0.85
nuez	entre heladas	0.70
papa	3 1/2 meses	0.65 - 0.75
pastos	entre heladas	0.75
remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
sorgo	4 - 5 meses	0.70
tomate	4 meses	0.70
vegetales	3 mese	0.60

Tabla 2.3 Porcentaje P de numero maximo de horas - sol

latitud en grados	meses											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Norte												
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.93	5.04	4.22
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	5.46	7.45	6.10	5.65
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.03	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.76	9.77	9.39	9.37	8.36	7.87	6.97	6.86
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.53	7.66
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.53	8.28	8.26	7.75	7.88
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.51	8.60	8.85	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.51	8.22	8.50	8.49	8.21	9.50	8.22	8.50
Sur												
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.53
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.75	8.87	9.33
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.35
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.47

Tabla 2.1 Numero maximo diario de horas de sol segun latitud norte unidad : horas / dia

Mes	Ln	Fb	Mz	Ab	My	Jn	Jl	Ag	Sep	Oc	Nov	Dic
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
5	11.9	12.0	12.1	12.2	12.4	12.4	12.3	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8
10	11.6	11.8	12.1	12.5	12.6	12.7	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.3
15	11.4	11.6	12.1	12.4	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
20	11.1	11.4	12.0	12.6	13.1	13.5	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9
25	10.8	11.3	12.0	12.8	13.4	13.7	13.6	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
30	10.5	11.1	12.0	12.9	13.7	14.1	13.9	13.2	12.4	11.5	10.7	10.2
35	10.2	10.9	12.0	13.1	14.1	14.6	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
40	9.7	10.6	12.0	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.4
45	9.2	10.4	11.9	13.6	14.9	15.6	15.3	14.1	12.5	11.0	9.5	8.8
50	8.6	10.1	11.9	13.8	15.5	16.3	15.9	14.5	12.6	10.8	9.1	8.1
55	7.7	9.6	11.8	14.2	16.4	17.5	17.0	15.1	12.7	10.4	8.4	7.2
60	6.8	9.1	11.8	14.6	17.2	18.7	18.0	15.6	12.7	10.1	7.6	6.5

Tabla 2.3 Valores del coeficiente de escurrimiento

Tipo del area drenada	Coeficiente Minimo	de Maximo escurrimiento
Zonas Comerciales		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitacion	0.50	0.70
Zonas Industriales		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios, Parques		
Campos de Juego	0.10	0.25
Patios de Ferrocarril	0.20	0.35
Zonas Suburbanas	0.20	0.40
	0.10	0.30
Calles		
Asfaltada	0.70	0.95
De concreto hidraulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos		
Techados	0.75	0.85
	0.75	0.95
Praderas		
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o mas)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendiente medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o mas)	0.25	0.35

Tabla de los Registros Mundiales de Lluvia
Tabla 6.1

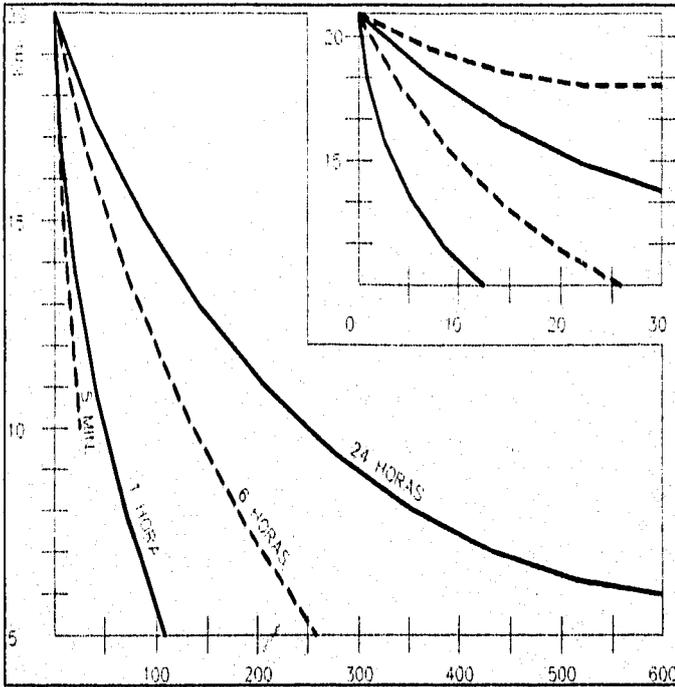
No	Horas	Pulgadas	mm.	Localización de la estación	fecha de tormenta
1	1 minuto	1.5	38.0	Barot, Guadalupe	Noviembre 26
2	8 minutos	4.96	126.0	Fussen, Bavaria	Mayo 25
3	15 minutos	7.80	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12
4	20 minutos	8.10	205.7	Curtis de Arges, Rumania	Julio 7
5	42 minutos	12.00	304.8	Holt, Missouri U.S.A.	Junio 22
6	2 hrs. 10 min	19.00	482.6	Rockport, W. Virginia U.S.A.	Julio 18
7	2 hrs. 45 min.	22.00	558.8	D'Hanis, Texas U.S.A.	Mayo 31
8	4 hrs. 30 min.	30.80	782.3	Smethport, Pensilvania	Julio 18
9	9 hrs.	42.79	1086.9	Bolover, La Reunion	Febrero 28
10	12 hrs.	52.76	1340.1	Bolover, La Reunion	Febrero 28 - 29
11	18 hrs. 30 min.	55.49	1633.8	Bolover, La Reunion	Febrero 28 - 29
12	24 hrs.	73.62	1869.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 15 - 16
13	2 dias	98.42	2499.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15 - 17
14	3 dias	127.56	3240.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15 - 18
15	4 dias	137.95	3503.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 14 - 18
16	5 dias	151.73	3833.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 13 - 18
17	6 dias	159.55	4055.1	Cilaos, La Reunion	Marzo 13 - 19
18	7 dias	161.81	4110.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 12 - 19
19	8 dias	162.59	4129.8	Cilaos, La Reunion	Marzo 11 - 19
20	15 dias	188.88	4797.6	Cherrapunji, India	Enero 24 julio 8
21	31 dias	366.14	9300.0	Cherrapunji, India	Julio
22	2 meses	502.63	12766.8	Cherrapunji, India	Junio - Julio
23	3 meses	644.44	16368.8	Cherrapunji, India	Mayo - Julio
24	4 meses	737.70	18737.0	Cherrapunji, India	Abril - Julio
25	5 meses	803.62	20412.0	Cherrapunji, India	Abril - Agosto
26	6 meses	884.03	22454.4	Cherrapunji, India	Abril - Septiembre
27	11 meses	905.12	22990.0	Cherrapunji, India	Enero - Noviembre
28	1 año	1041.78	26461.2	Cherrapunji, India	Agosto
29	2 años	605.05	40768.3	Cherrapunji, India	Julio

Cs	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	80	90	95	97	99	99.9	Cs
0.0	3.72	3.09	2.56	2.33	2.02	1.86	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	0.01	-0.26	-0.52	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.28	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	0.02	-0.27	-0.53	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	0.02	-0.28	-0.54	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	0.03	-0.28	-0.55	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.42	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	0.04	-0.29	-0.56	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.68	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	0.05	-0.30	-0.56	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.59	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	0.06	-0.30	-0.56	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.05	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	0.07	-0.31	-0.57	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.26	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	0.08	-0.32	-0.58	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	0.08	-0.33	-0.58	-0.85	-1.22	-1.49	-1.65	-1.95	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	0.09	-0.34	-0.58	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.98	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	0.10	-0.34	-0.59	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	0.11	-0.35	-0.60	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.25	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	0.12	-0.36	-0.60	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	3.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	0.12	-0.36	-0.60	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.85	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	0.13	-0.37	-0.60	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	0.14	-0.38	-0.60	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	0.15	-0.38	-0.61	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	0.16	-0.38	-0.62	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	0.16	-0.39	-0.62	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.75	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.05	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	0.17	-0.40	-0.62	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.56	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	0.18	-0.41	-0.62	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	0.19	-0.42	-0.62	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.60	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	0.19	-0.42	-0.63	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.59	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	0.20	-0.42	-0.63	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.54	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	0.21	-0.43	-0.63	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.76	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	0.22	-0.44	-0.64	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	0.22	-0.44	-0.64	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.38	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	0.23	-0.44	-0.64	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	0.24	-0.45	-0.64	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	0.24	-0.45	-0.64	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	0.25	-0.46	-0.64	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	0.26	-0.46	-0.64	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	0.27	-0.47	-0.64	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	0.28	-0.48	-0.64	-0.80	-0.95	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

Cs	0.01	0.1	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	80	90	95	97	99	99.9	Cs
1.8	7.75	5.64	4.13	3.50	2.03	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.57	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.79	-0.91	-0.96	-1.00	-1.02	-1.04	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.06	-0.31	-0.49	-0.64	-0.76	-0.90	-0.95	-0.99	-1.02	-1.04	2.0
2.05	8.33	5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.77	-0.89	-0.93	-0.97	-0.99	-1.01	2.05
2.1	8.44	6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.76	-0.86	-0.91	-0.93	-0.94	-0.95	2.1
2.15	8.55	6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.76	-0.85	-0.89	-0.91	-0.92	-0.93	2.15
2.2	8.65	6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.75	-0.84	-0.88	-0.90	-0.91	-0.91	2.2
2.25	8.76	6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.74	-0.82	-0.86	-0.87	-0.88	-0.89	2.25
2.3	8.89	6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.74	-0.81	-0.85	-0.85	-0.86	-0.87	2.3
2.35	9.00	6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.00	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.73	-0.80	-0.83	-0.84	-0.84	-0.85	2.35
2.4	9.11	6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.72	-0.79	-0.82	-0.82	-0.83	-0.83	2.4
2.45	9.23	6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.29	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.71	-0.78	-0.80	-0.81	-0.81	-0.81	2.45
2.5	9.34	6.50	4.68	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.71	-0.76	-0.78	-0.79	-0.80	-0.80	2.5
2.55	9.45	6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.70	-0.75	-0.77	-0.78	-0.78	-0.78	2.55
2.6	9.57	6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.70	-0.74	-0.75	-0.76	-0.77	-0.77	2.6
2.65	9.68	6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.69	-0.73	-0.73	-0.75	-0.75	-0.75	2.65
2.7	9.79	6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.10	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.68	-0.72	-0.72	-0.73	-0.74	-0.74	2.7
2.75	9.90	6.80	4.85	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.67	-0.71	-0.71	-0.72	-0.72	-0.72	2.75
2.8	0.02	6.86	4.85	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.57	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.67	-0.70	-0.70	-0.71	-0.71	-0.71	2.8
2.85	0.13	6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.66	-0.69	-0.69	-0.70	-0.70	-0.70	2.85
2.9	0.24	7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.65	-0.68	-0.68	-0.69	-0.69	-0.69	2.9
2.95	0.35	7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.64	-0.67	-0.67	-0.67	-0.67	-0.67	2.95
3.0	0.47	7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.64	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66	3.0
3.05	0.58	7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.019	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.63	-0.65	-0.65	-0.65	-0.65	-0.65	3.05
3.1	0.69	7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.62	-0.64	-0.64	-0.64	-0.64	-0.64	3.1
3.15	0.81	7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.23	-0.40	-0.51	-0.57	-0.61	-0.63	-0.63	-0.63	-0.63	-0.63	3.15
3.2	0.92	7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.93	1.09	0.35	0.15	0.006	-0.23	-0.41	-0.51	-0.57	-0.61	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62	3.2
3.25	1.03	7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.23	-0.41	-0.50	-0.56	-0.60	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	3.25
3.3	1.14	7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.59	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	3.3
3.35	1.26	7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.58	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59	3.35
3.4	1.37	7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.91	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	3.4
3.45	1.48	7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	3.45
3.5	1.59	7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.20	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	3.5

Cs	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9	C	
3.55	4.68	5.27	4.22	3.16	2.66	1.93	1.03	0.28	0.072	-0.0660	-0.28	-0.41	-0.49	-0.54	-0.54	-0.55	-0.562	-0.562	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	3
3.6	7.72	5.30	4.24	3.17	2.66	1.93	1.03	0.28	0.064	-0.078	-0.28	-0.42	-0.49	-0.54	-0.55	-0.56	-0.566	-0.566	-0.566	-0.566	-0.566	-0.566	-0.566	3
3.65	7.797	5.32	4.25	3.17	2.66	1.92	1.02	0.27	0.056	-0.078	-0.28	-0.42	-0.48	-0.53	-0.54	-0.54	-0.548	-0.548	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	3
3.7	8.6	5.35	4.26	3.18	2.66	1.91	1.01	0.26	0.48	-0.084	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.54	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	3
3.75	7.91	5.37	4.27	3.18	2.66	1.90	1.00	0.25	0.40	-0.089	-0.29	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.53	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	3
3.8	7.97	5.40	4.29	3.18	2.65	1.90	1.00	0.24	0.052	-0.095	-0.30	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.52	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	3
3.85	8.02	5.42	4.31	3.19	2.65	1.90	0.99	0.23	0.026	-0.105	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	3
3.9	8.08	5.45	4.32	3.20	2.65	1.90	0.98	0.23	0.020	-0.11	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	3
3.95	8.12	5.47	4.33	3.20	2.65	1.90	0.97	0.22	0.015	-0.11	-0.30	-0.41	-0.46	-0.49	-0.50	-0.50	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	3
4.0	8.17	5.50	4.34	3.20	2.65	1.90	0.96	0.21	0.010	-0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.49	-0.49	-0.50	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	3
4.05	8.23	5.52	4.35	3.21	2.65	1.89	0.95	0.20	0.005	-0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.487	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	4
4.1	8.29	5.55	4.36	3.22	2.65	1.89	0.95	0.20	0.00	-0.13	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.484	-0.486	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	4
4.15	8.33	5.57	4.37	3.23	2.65	1.88	0.94	0.190	0.005	-0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.478	-0.480	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	4
4.2	8.38	5.60	4.39	3.24	2.64	1.88	0.93	0.19	-0.010	-0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.475	-0.475	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	4
4.25	8.43	5.62	4.39	3.24	2.64	1.87	0.92	0.18	-0.015	-0.13	-0.31	-0.40	-0.44	-0.46	-0.467	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	4
4.3	8.49	5.65	4.40	3.24	2.64	1.87	0.92	0.17	-0.021	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.48	-0.462	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	4
4.35	8.54	5.67	4.41	3.24	2.64	1.86	0.91	0.16	-0.026	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.455	-0.458	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	4
4.4	8.60	5.69	4.42	3.25	2.63	1.86	0.91	0.15	-0.032	-0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.451	-0.454	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	4
4.45	8.64	5.71	4.43	3.25	2.63	1.85	0.90	0.14	-0.037	-0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.446	-0.449	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	4
4.5	8.69	5.74	4.44	3.26	2.62	1.85	0.89	0.14	-0.042	-0.16	-0.32	-0.40	-0.43	-0.441	-0.444	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	4
4.55	8.74	5.76	4.45	3.26	2.62	1.84	0.88	0.13	-0.047	-0.16	-0.32	-0.40	-0.42	-0.436	-0.439	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	4
4.6	8.79	5.79	4.46	3.27	2.62	1.84	0.87	0.13	-0.052	-0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.432	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	4
4.65	8.84	5.81	4.47	3.27	2.61	1.83	0.86	0.12	-0.058	-0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.428	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	4
4.7	8.89	5.84	4.49	3.28	2.61	1.83	0.85	0.11	-0.064	-0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.424	-0.425	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	4
4.75	8.92	5.86	4.49	3.28	2.61	1.82	0.85	0.10	-0.069	-0.18	-0.32	-0.395	-0.415	-0.420	-0.420	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	4
4.8	8.96	5.89	4.50	3.29	2.60	1.81	0.82	0.10	-0.075	-0.19	-0.32	-0.39	-0.41	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	4
4.85	9.00	5.89	4.50	3.29	2.60	1.80	0.81	0.92	-0.081	-0.19	-0.32	-0.388	-0.405	-0.411	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	4
4.9	9.04	5.90	4.51	3.30	2.60	1.80	0.80	0.084	-0.067	-0.19	-0.33	-0.386	-0.401	-0.407	-0.408	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	4
4.95	9.09	5.92	4.52	3.31	2.60	1.79	0.79	0.076	-0.093	-0.19	-0.33	-0.383	-0.398	-0.403	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	4
5.0	9.12	5.94	4.54	3.32	2.60	1.78	0.78	0.068	-0.099	-0.20	-0.33	-0.380	-0.395	-0.399	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	5
5.05	9.16	5.96	4.55	2.60	2.60	1.77	0.77	0.059	-0.105	-0.20	-0.33	-0.78	-0.391	-0.395	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	5
5.1	9.20	5.98	4.57	2.60	2.60	1.76	0.76	0.051	-0.110	-0.21	-0.33	-0.376	-0.388	-0.391	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	5
5.15	9.23	6.00	4.58	2.60	2.60	1.75	0.74	0.043	-0.115	-0.21	-0.33	-0.373	-0.385	-0.387	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	5
5.2	9.27	6.02	4.59	2.60	2.60	1.74	0.73	0.035	-0.120	-0.21	-0.33	-0.370	-0.382	-0.384	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	5

VARIACION DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA (Km) DE ACUERDO CON LAS
CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA



MEDIA DE LAS LLUVIAS MAXIMAS ANUALES (mm) EN 24 HORAS

FIG. 6.1

OBSERVADAS

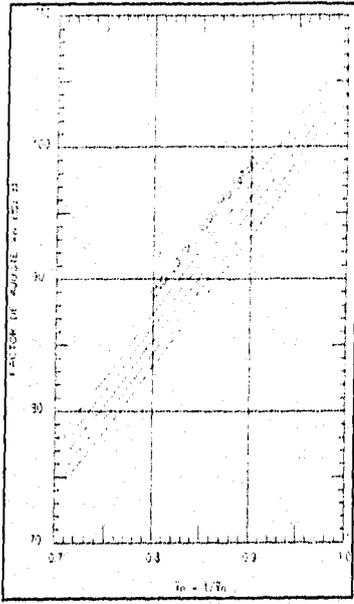


FIGURA 6.2

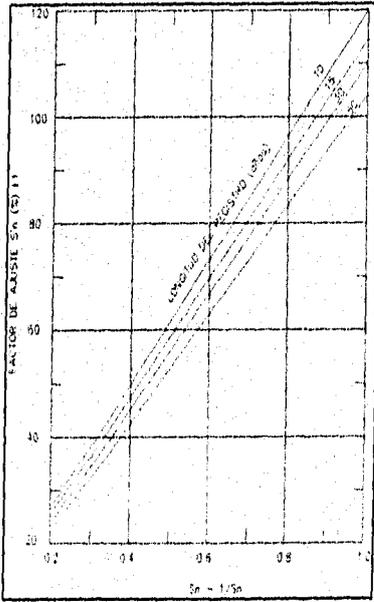


FIGURA 6.3

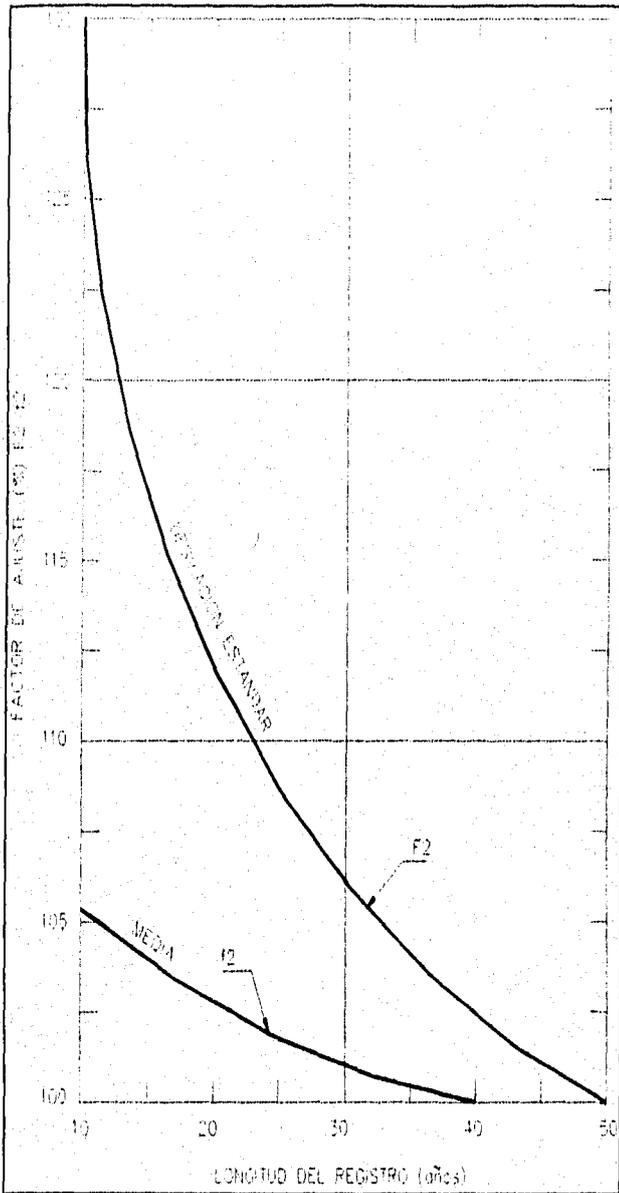


FIGURA 6.4
AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD
DEL REGISTRO

CURVAS DE REDUCCION DE LA TORMENTA

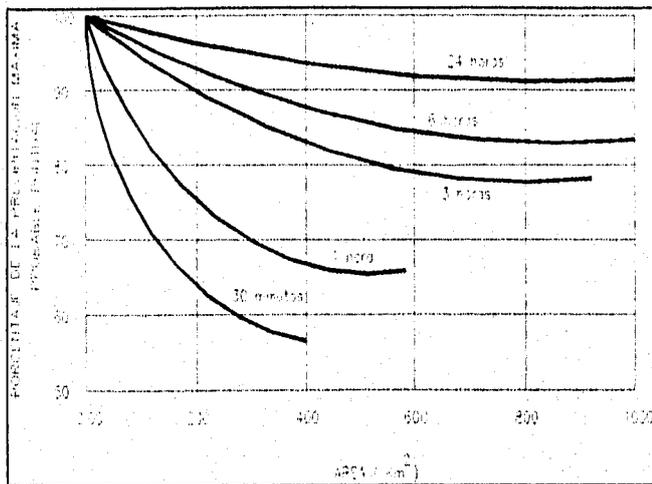


FIGURA 6.6

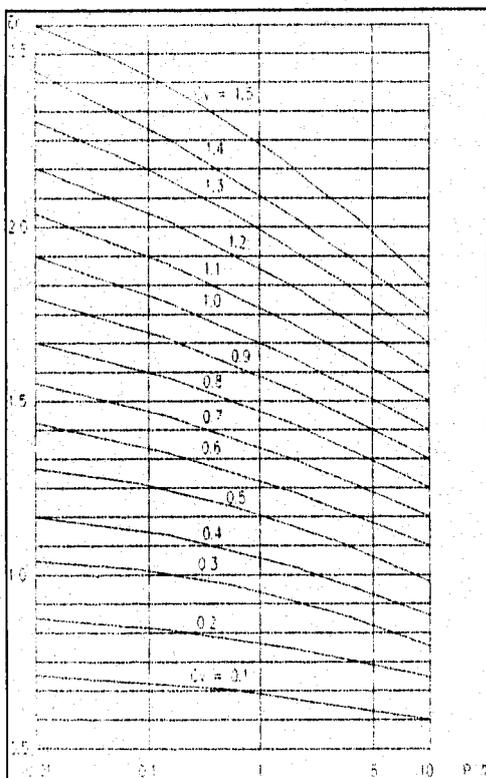


FIGURA 4.1 VALORES DE E_f EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

CONCLUSIONES.

La hidrología puede ser definida, brevemente, como la ciencia que estudia el ciclo del agua en la naturaleza y evolución de ésta, en la superficie de la tierra y bajo el suelo, en sus tres estados físicos: sólido, líquido y gaseoso.

La hidrología recurre a numerosas ciencias algunas relacionadas con la física terrestre, como son: la meteorología, la climatología, la geología, la oceanografía, ect., así como otras más generales como la agronomía, mecánica de suelos, hidráulica, estadística y matemáticas entre otras.

Para realizar el balance o contabilidad de agua es necesario comprender el llamado ciclo hidrológico.

El escurrimiento de los causes naturales no es uniforme, sino presenta dos condiciones extremas:

1.- Épocas de escarmientos muy reducido en las que se dispone de agua suficiente para el uso en la generación de energía eléctrica, riego, piscicultura, etc.

Cuando se tiene un régimen de escurrimiento de este tipo se llama de aprovechamiento.

2.- En épocas de avenidas en las que el escurrimiento excesivo, puede desbordar los causes naturales y provocar daños a veces cuantiosos.

Cuando se tiene un régimen de este tipo se le llama de riesgo.

Obras De Aprovechamiento.

Es de interés el volumen de escurrimiento a intervalos de tiempo relativamente grandes.

Obras De Control.

Están relacionadas con la ocurrencia de fenómenos en los que el gasto que escurre en los causes se incrementa en unas cuantas horas.

Bases Meteorológicas	Precipitación	Análisis estadísticos de tormentas
	Tormenta de Diseño.	Modelos de Lluvia.
	Escurrimiento.	Escurrimiento y Submodelos de perdidas.
Fórmulas Empíricas.	Avenidas de diseño.	Análisis estadísticos de gastos máximos.
	Transito de avenidas en vasos.	Predicción de avenidas.
	Capacidades de las obras de protección.	Políticas de operación de las obras de protección.

La Importancia del estudio de la hidrología se basa en la construcción de un número impresionante de obras relacionadas con la hidrología. Sin embargo, la aproximación por medio de la cantidad de infiltración se aplica sobre una base empírica para obtener una solución practica del problema de la determinación de las cantidades de escurrimiento, reconociéndose que los valores utilizados tienen una naturaleza de valor "índice" más bien que valores exactos. Los sucesos naturales son estudiados y se determina la diferencia que hay entre la lluvia y el escurrimiento. Como esta diferencia incluye a todas las perdidas antes descritas, generalmente siempre se le llama una perdida por retención o cantidad de retención. Tales cantidades de retención derivadas de los registros disponibles puede ajustarse a cuencas no aforadas por analogía con el tipo de suelo y el tipo de cubierta de la cuenca.

Para determinar el excedente o exceso de la lluvia puede utilizarse dos métodos: suponiendo una cantidad de retención promedio constante a través del periodo de la tormenta o chubasco y suponiendo una cantidad de retención variable con el tiempo.

Debido a que el uso de las cantidades de retención variables requiere o exige un método complicado de cálculo, y debido a que el conocimiento actual de la forma exacta de la curva de infiltración no esta bien limitado, con frecuencia es preferible suponer una cantidad de retención promedio (que algunas veces es citada como índice de infiltración) con una estimación de la perdida inicial hecha con las condiciones antecedentes son relativamente secas.

1.- Handbook of Applied Hydrology

Chow, Ven Te

2.- Manual de Diseño de Obras Civiles

Seccion Hidrotecnia

C.F.E.

3.- Introduction to Hidrology

Wilson

4.- Hidrologia para ingenieros

Linsley

5.- Hidrologia

Springall

6.- Hidrologia de Superficies

Aparicio, Francisco Javier

7.- Hidrologia

Viessman

PROGRAMA PARA: CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE UNA CUENCA

DESCRIPCIÓN:

El programa se divide en tres incisos los cuales abarcan los tres criterios principales para el cálculo de la pendiente media de una cuenca:

1.- Criterio de Alvor.

$$Sc = \frac{D \cdot L}{A} ; L = \sum_{i=1}^n li$$

donde;

A.- Área de la cuenca en Km².

D.- Desnivel entre curva, densidad en Km.

L.- Suma de longitudes dada en Km.

Sc.- Pendiente media de la cuenca.

2.- Criterio de Horton.

Descrito en las páginas 44 a 46 de este trabajo.

3.- Criterio de Nash.

Descrito en las páginas 46 y 47 de este trabajo.

EJEMPLO:

PASOS:

1.- Instalar el programa .

2.- Teclar " BASICA PENDIENTE " y ENTER.

3.- En la pantalla se mostrará lo siguiente:

***** PENDIENTE DE UNA CUENCA *****

CRITERIOS:

CRITERIO DE ALVOR (1)

CRITERIO DE HORTON (2)

CRITERIO DE NASH (3)

FIN (4)

SELECCIÓN = ?

4.- Para nuestro ejemplo se utiliza el Criterio de Horton en primer lugar, se teclarea el número 2 y ENTER.

En la pantalla se visualizara lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ?

La pantalla mostrará lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ?

6.- La malla del ejemplo tiene 17 números de líneas, se tecléa 17 y ENTER.
La pantalla mostrará lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ? 17

INTERSECCIÓN X (1) = ?

7.- El número de Intersecciones en la coordenada X de la cuenca de el ejemplo es 4, se tecléa 4 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ? 17

INTERSECCIÓN X (1) = ? 4

INTERSECCIÓN Y (1) = ?

8.- El número de Intersecciones en la coordenada Y de la cuenca de el ejemplo es 7, se tecléa 7 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ? 17

INTERSECCIÓN X (1) = ? 4

INTERSECCIÓN Y (1) = ? 7

LONGITUD [Km.] X (1) = ?

9.- La Longitud en la coordenada X de la cuenca de el ejemplo es 1.98, se tecléa 1.98 y ENTER.

La pantalla mostrará lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ? 17

INTERSECCIÓN X (1) = ? 4

INTERSECCIÓN Y (1) = ? 7

LONGITUD [Km.] X (1) = ? 1.98

LONGITUD [Km.] Y (1) = ?

teclea 15.7 y ENTER.

La pantalla mostrará lo siguiente:

< CRITERIO DE HORTON >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NÚMEROS LINEALES DE LA MALLA ? 17

INTERSECCIÓN X (1) = ? 4

INTERSECCIÓN Y (1) = ? 7

LONGITUD [Km.] X (1) = ? 1.98

LONGITUD [Km.] Y (1) = ? 15.7

INTERSECCIÓN X (2) = ?

11.- Los datos restantes se teclean con la secuencia de los pasos 7 a 10, y la pantalla nos mostrara los resultados finales.

12.- Presione ENTER.

La pantalla se mostrará lo siguiente:

***** PENDIENTE DE UNA CUENCA *****

CRITERIOS:

CRITERIO DE ALVOR (1)

CRITERIO DE HORTON (2)

CRITERIO DE NASH (3)

FIN (4)

SELECCIÓN = ?

13.- Para nuestro ejemplo se utiliza el Criterio de Nash en primer lugar, se tecleara el numero 3 y ENTER.

La pantalla se visualizará lo siguiente:

< CRITERIO DE NASH >

DESNIVEL [Km.] = ?

14.- En el ejemplo el desnivel en Km. es de 0.1, se teclea 0.1 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE NASH >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NUMERO DE INTERSECCIONES = ?

15.- El número de intersecciones de la malla de ejemplo es 108, teclee 108 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE NASH >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NUMERO DE INTERSECCIONES = ? 108

DISTANCIA MÍNIMA ENTRE CURVA DE NIVEL [Km.] (1) = ?

16.- La distancia mínima entre curva de nivel en la intersección (1) es de 0.39 Km., teclee 0.39 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE NASH >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NUMERO DE INTERSECCIONES = ? 108

DISTANCIA MÍNIMA ENTRE CURVA DE NIVEL [Km.] (1) = ? 0.39

ELEVACIÓN [msnm] (1) = ?

17.- La Elevación en la intersección (1) en la cuenca es de 970 metros sobre el nivel del mar [msnm], teclee 970 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

< CRITERIO DE NASH >

DESNIVEL [Km.] = ? 0.1

NUMERO DE INTERSECCIONES = ? 108

DISTANCIA MÍNIMA ENTRE CURVA DE NIVEL [Km.] (1) = ? 0.39

ELEVACIÓN [msnm] (1) = ? 970

DISTANCIA MÍNIMA ENTRE CURVA DE NIVEL [Km.] (2) = ?

18.- Los datos restantes se teclean con la secuencia de los pasos 16 a 17 y la pantalla nos mostrara los datos finales.

NUMERO DE PUNTOS DONDE S=0 = ?

19.- El numero de puntos donde las curvas son del mismo valor (S=0) es 11, teclee 11 y ENTER.

La pantalla mostrara el resultado como sigue:

NUMERO DE PUNTOS DONDE S=0 = ? 11

SUMA DE PENDIENTES = 30.66975

SUMA DE ELEVACIONES = 98110

PENDIENTE MEDIA = .3161829

ELEVACIÓN DE LA CUENCA = 908.4259

?

20.- Presione ENTER.

La pantalla se mostrara lo siguiente:

***** PENDIENTE DE UNA CUENCA *****

CRITERIOS:

CRITERIO DE ALVOR (1)

CRITERIO DE HORTON (2)

CRITERIO DE NASH (3)

FIN (4)

SELECCION= ?

21.- Para finalizar nuestro ejemplo teclee 4 y ENTER.

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLS
10 PRINT "          ***** PENDIENTE DE UNA CUENCA *****"
13 PRINT :PRINT
15 PRINT "    CRITERIOS: " :PRINT :CLEAR
20 PRINT "          CRITERIO DE ALVOR (1)"
30 PRINT "          CRITERIO DE HORTON (2)"
40 PRINT "          CRITERIO DE NASH (3)"
45 PRINT "          FIN (4)":PRINT :PRINT
50 PRINT "    SELECCION =": INPUT Q
60 ON Q GOTO 80,240,600,920
70 GOTO 10
80 CLS : PRINT "          < CRITERIO DE ALVOR > "
85 PRINT :PRINT
90 PRINT "    DESNIVEL [Km.]=": INPUT D
100 PRINT "    ÁREA [Km2]=": INPUT A
110 PRINT "    NUMERO DE LONGITUDES =": INPUT N
120 DIM L(N)
130 T=0
140 FOR I=1 TO N
150 PRINT " LONGITUD (":I:"): [Km.]=":
180 INPUT L(I)
170 T = T + L(I)
180 NEXT I
190 S=D*T/A
200 PRINT :PRINT "    SUMATORIA DE LONGITUDES =": T
210 PRINT "    PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (Sc)=":S
220 GOTO 15
240 CLS
245 PRINT "          < CRITERIO DE HORTON >":PRINT :PRINT
250 PRINT "    DESNIVEL [Km.]=":
260 INPUT D
270 PRINT "    NÚM.:ROS LINEALES DE LA MALLA":
280 INPUT N
310 DIM O(N),P(N),X(N),Y(N)
315 V=0
320 Z=0
```

```

345 INPUT O(I)
350 PRINT "INTERSECCIÓN Y(";"I;")=";
355 INPUT P(I)
360 PRINT "LONGITUD [Km.] X(";"I;")=";
365 INPUT X(I)
370 PRINT "LONGITUD [Km.] Y(";"I;")=";
375 INPUT Y(I)
380 U=U+O(I)
385 Z=Z+P(I)
390 E=E+X(I)
395 V=V+Y(I)
397 NEXT I
400 PRINT "-----"
405 PRINT " N.L.M. INTER.X INTER.Y LONG.X LONG.Y"
410 FOR I=1 TO N
415 PRINT USING "#####";I;O(I);P(I);
420 PRINT USING "#####.###";X(I);Y(I)
425 INPUT A$
430 NEXT I
435 PRINT "-----"
460 PRINT " SUMA DE INTERSECCIONES EN X=";U
470 PRINT " SUMA DE INTERSECCIONES EN Y=";Z
480 PRINT " SUMA TOTAL DE INTERSECCIONES =";U+Z
490 PRINT " SUMA DE LONGITUDES EN X=";E
500 PRINT " SUMA DE LONGITUDES EN Y=";V
510 PRINT " SUMA TOTAL DE LONGITUDES=";E+V
520 X=U*D/E
530 Y=Z*D/V
540 S=(U+Z)*D/(E+V)
550 PRINT " PENDIENTE EN X=";X
560 PRINT " PENDIENTE EN Y=";Y
570 PRINT " PENDIENTE MEDIA =";S
580 INPUT A$
590 GOTO 15
600 CLS
602 PRINT " < CRITERIO DE NASH > " :PRINT :PRINT
605 PRINT " DESNIVEL [Km.]=";
610 INPUT D
615 PRINT " NUMERO DE INTERSECCIONES =";
620 INPUT N
625 DIM W(N),F(N),G(N)
630 H=0
635 J=0
640 FOR I=1 TO N
645 PRINT "DISTANCIA MÍNIMA ENTRE CURVA DE NIVEL [Km.] (";"I;")=";
650 INPUT W(I)
655 IF W(I)=0 THEN 670
660 F(I)=D/W(I)
665 GOTO 675

```

```

675 PRINT "ELEVACIÓN [msnm] (";I;")=";
680 INPUT G(I)
685 H=H+F(I)
690 J=J+G(I)
695 NEXT I
700 PRINT "-----"
710 PRINT" INTERSECCIONES DIS.MIN.[Km.] PENDIENTE
ELEVACIÓN[msnm]"
720 FOR I=1 TO N
730 PRINT USING "#####";I;
740 PRINT USING "#####.###";W(I);
750 PRINT USING "#####.###";F(I);
760 PRINT USING "#####";G(I)
780 INPUT A$
790 NEXT I
800 PRINT "-----"
840 PRINT " NUMERO DE PUNTOS DONDE S=0 =";
850 INPUT K
855 PRINT " SUMA DE PENDIENTES =";H
860 S=H/(N-K)
865 PRINT " SUMA DE ELEVACIONES =";J
870 B=J/N
880 PRINT " PENDIENTE MEDIA =";S
890 PRINT " ELEVACIÓN DE LA CUENCA=";B
900 INPUT A$
910 GOTO 15
920 SYSTEM

```

PROGRAMA PARA : DENSIDAD DE CORRIENTE Y DENSIDAD DE DRENAJE

DESCRIPCIÓN:

En el programa se calcula la densidad de corriente (Ds) y la densidad de drenaje (Dd) de una cuenca teniendo el orden de corriente de la cuenca, número de corrientes de cada orden de corriente y suma de longitudes de cada orden de corriente.

EJEMPLO:

PASOS:

1.- Instalar el programa (ver apéndice B)

2.- Teclar " BASICA DS-DD " y ENTER.

3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km.]= ?

4.- Para nuestro ejemplo la área total de la cuenca en estudio es de 106.29 Km., tecleara el número 106.29 y ENTER.

La pantalla se visualizara lo siguiente:

DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km.]= ? 106.29

ORDEN DE CORRIENTE = ?

5.- En el ejemplo el orden de corriente de la cuenca es de 5, teclee 5 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km.]= ? 106.29

ORDEN DE CORRIENTE = ? 5

NUMERO DE CORRIENTES DE ORDEN 1 = ?

6.- El número de corrientes de orden 1 que tiene el ejemplo es de 133, se teclea 133 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km.]= ? 106.29

ORDEN DE CORRIENTE = ? 5

NUMERO DE CORRIENTES DE ORDEN 1 = ? 133

SUMA DE LONGITUDES DE ORDEN 1 [Km.] = ?

7.- La suma de longitudes de las corrientes de orden 1 es de 167.50 Km., se teclaea 167.5 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km.]= ? 106.29

ORDEN DE CORRIENTE = ? 5

NUMERO DE CORRIENTES DE ORDEN 1 = ? 133

SUMA DE LONGITUDES DE ORDEN 1 [Km.] = ? 167.5

NUMERO DE CORRIENTES DE ORDEN 2 = ?

8.- Los datos restantes se teclaea con la secuencia de los pasos 6 a 7 y la pantalla nos mostrara los resultados finales.

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLS
10 PRINT "      DENSIDAD DE CORRIENTE (Ds) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)"
20 CLEAR
25 PRINT : PRINT : PRINT "      ÁREA TOTAL DE LA CUENCA [Km2]=";
30 INPUT A
40 PRINT "      ORDEN DE CORRIENTE =";
50 INPUT N
60 PRINT : PRINT
80 DIM C(N),L(N)
90 T=0
100 O=0
110 FOR I=1 TO N
120 PRINT "NUMERO DE CORRIENTES DE ORDEN";I;"=";
125 INPUT C(I)
130 PRINT "SUMA LONGITUDES DE ORDEN ";I;"[Km.]=";
135 INPUT L(I)
140 T=T+C(I)
150 O=O+L(I)
160 NEXT I :PRINT:PRINT
180 PRINT "      S. N. CORRIENTES =" ;T
190 PRINT "      S. (S. LONGITUDES)=" ;O
200 PRINT "      Ds=" ;T/A
210 PRINT "      Dd=" ;O/A
220 INPUT "DESEA CONTINUAR SI/NO=" ;S$
230 IF S$ = "SI" THEN 5
240 SYSTEM
```

PROGRAMA PARA :

PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE TYLOR-SCHAWRS

DESCRIPCIÓN:

El programa permite calcular la pendiente del cause principal por el criterio de TYLOR-SCHAWRS conociendo la longitud horizontal del rho, con la posibilidad de utilizar el número de divisiones con la misma magnitud, dando el desnivel en cada tramo como lo indica el programa.

EJEMPLO:

Calcular la pendiente del rho, con una longitud horizontal de 28.7 Km., teniendo los siguientes datos:

TRAMO	LONGITUD Km.	DESNIVEL m.s.n.m.
1	2.87	8.0
2	5.74	23.5
3	8.61	31.0
4	11.48	31.0
5	14.35	44.5
6	17.22	53.5
7	20.09	56.5
8	22.96	69.0
9	25.83	95.0
10	28.70	100.0

PASOS:

- 1.- Instalar el programa.
- 2.- Teclar " BASICA CAUSE-P " y ENTER.
- 3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE TYLOR-SCHAWRS

LONGITUD HORIZONTAL DEL RIÓ [Km.] = ?

4.- Para nuestro ejemplo la longitud horizontal del rho en estudio es de 28.70 Km., teclarea el número 28.7 y ENTER.

La pantalla se visualizara lo siguiente:

PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE TYLOR-SCHAWRS

LONGITUD HORIZONTAL DEL RIÓ [Km.] = ? 28.7
NUMERO DE DIVISIONES = ?

La pantalla mostrara lo siguiente:

PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE TYLOR-SCHAWRS

LONGITUD HORIZONTAL DEL RIÓ [Km.] = ? 28.7

NUMERO DE DIVISIONES = ? 10

DESNIVEL EN EL TRAMO [m] (1) = ?

6.- El desnivel en el tramo 1 en metros es de 8.0, se teclea 8 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE TYLOR-SCHAWRS

LONGITUD HORIZONTAL DEL RIÓ [Km.] = ? 28.7

NUMERO DE DIVISIONES = ? 10

DESNIVEL EN EL TRAMO [m] (1) = ? 8

DESNIVEL EN EL TRAMO [m] (2) = ?

7.- Los datos restantes se teclean como el paso 6, y la pantalla nos mostrara los resultados finales.

LISTADO DEL PROGRAMA:

5 CLS : CLEAR

10 PRINT " PENDIENTE DEL CAUSE PRINCIPAL POR EL CRITERIO DE
TYLOR-SCHAWRS"

20 PRINT : PRINT

30 PRINT "LONGITUD HORIZONTAL DEL RIÓ [Km.]=";

45 INPUT H

50 PRINT " NUMERO DE DIVISIONES =";

55 INPUT M

60 L=H*1000/M

70 PRINT : PRINT

90 DIM D(M),O(M),P(M),V(M)

100 T=0

110 FOR I=1 TO M

120 PRINT "DESNIVEL EN EL TRAMO [m] (";I;")=";

125 INPUT D(I)

130 O(I)=D(I)/L

140 P(I)=SQR(O(I))

150 V(I)=1/P(I)

160 T=T+V(I)

170 NEXT I

180 PRINT

"....."

190 PRINT "TRAMO DESNIVEL PENDIENTE RAÍZ DE PENDIENTE 1/RAÍZ
PENDIENTE"

210 FOR I=1 TO M

220 PRINT USING "###";I;

230 PRINT USING "##### ###";D(I);

240 PRINT USING "##### ###";O(I);P(I);

270 NEXT I
280 PRINT

"....."

310 R=M

320 PRINT "SUMA DE 1/RAÍZ DE LA PENDIENTE ="T

330 S=(M/T)^2

340 PRINT "PENDIENTE DEL CAUSE="::PRINT USING "##.#####",S

350 INPUT "DESEA CONTINUAR SI/NO =";A\$

360 IF A\$ = "SI" THEN 5

370 SYSTEM

PROGRAMA PARA: CURVA MASA MEDIA AJUSTADA DE LA CUENCA

DESCRIPCIÓN:

El programa se divide en dos incisos en los cuales se calcula la curva masa media de una cuenca y la curva masa media ajustada de una cuenca:

1.- Obtención de la curva masa media:

Se obtiene únicamente con información de tipo pluviográfico. Para este caso tomando en cuenta la disposición de las estaciones pluviográficas, se trazan los polígonos de Thiessen sin considerar a las estaciones pluviométricas.

2.- Curva masa media ajustada:

Se calculan los polígonos de Thiessen tomando en cuenta las estaciones pluviográficas y pluviométricas para una duración de 24 hrs.

EJEMPLO:

Se resolverá el siguiente ejemplo:

DATOS:

PLUBIOGRAFOS

TIEMPO [hrs]	ALTURA DE PRECIPITACIÓN (hP) [mm]	
	ESTACIÓN 2	ESTACIÓN 5
0	0	0
4	4	6
8	8	12
12	12	16
16	16	18
20	18	26
24	22	32

PLUVIÓMETROS

ESTACIÓN 1 hP A 24 hrs = 18.0 mm

ESTACIÓN 3 hP A 24 hrs = 25.0 mm

ESTACIÓN 4 hP A 24 hrs = 12.0 mm

ÁREA DE LA ESTACIÓN 2 = 60 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 5 = 40 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 1 = 10 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 2 = 20 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 3 = 30 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 4 = 30 %

ÁREA DE LA ESTACIÓN 5 = 10 %

hPm (THIESEN) = 20.5

1.- Instalar el programa.

2.- Teclar " BASICA CURVAM " y ENTER.

3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ?

4.- Para nuestro ejemplo tiene tres estacione pluviométricas, se tecleara el número 3 y ENTER.

En la pantalla se visualizara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS (PG)= ?

5.- En el ejemplo el número de estaciones pluviográficas es 2, teclee 2 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ?

6.- La diferencia en tiempo de lecturas es de 4 hrs, se teclea 4 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ?

7.- La altura de precipitación en el tiempo 0 de la estación 1 en este caso es la estación 2 y su valor es 0, teclee 0 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ? 0

hP 2 a 0 hrs = ?

8.- La altura de precipitación en el tiempo 0 de la estación 2 en este caso es la estación 5 y su valor es 0, teclee 0 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ? 0

hP 2 a 0 hrs = ? 0

hP 1 a 4 hrs = ?

pasos 7 y 8.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ? 0

hP 2 a 0 hrs = ? 0

hP 1 a 4 hrs = ? 4

hP 2 a 4 hrs = ? 6

hP 1 a 8 hrs = ? 8

hP 2 a 8 hrs = ? 12

hP 1 a 12 hrs = ? 12

hP 2 a 12 hrs = ? 16

hP 1 a 16 hrs = ? 16

hP 2 a 16 hrs = ? 18

hP 1 a 20 hrs = ? 18

hP 2 a 20 hrs = ? 26

hP 1 a 24 hrs = ? 22

hP 2 a 24 hrs = ? 32

ÁREA DE LA ESTACIÓN 1 (PG)= ?

10.- La área de la estación pluviográfica 1 (estación 2) es del 60 %, se teclaea 60 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ? 0

hP 2 a 0 hrs = ? 0

hP 1 a 4 hrs = ? 4

hP 2 a 4 hrs = ? 6

hP 1 a 8 hrs = ? 8

hP 2 a 8 hrs = ? 12

hP 1 a 12 hrs = ? 12

hP 2 a 12 hrs = ? 16

hP 1 a 16 hrs = ? 16

hP 2 a 16 hrs = ? 18

hP 1 a 20 hrs = ? 18

hP 2 a 20 hrs = ? 26

hP 1 a 24 hrs = ? 22

hP 2 a 24 hrs = ? 32

ÁREA DE LA ESTACIÓN 1 (PG)= ? 60

ÁREA DE LA ESTACIÓN 2 (PG)= ?

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA

N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)= ? 3

N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)= ? 2

DIFERENCIA DE TIEMPO [hrs]= ? 4

hP 1 a 0 hrs = ? 0

hP 2 a 0 hrs = ? 0

hP 1 a 4 hrs = ? 4

hP 2 a 4 hrs = ? 6

hP 1 a 8 hrs = ? 8

hP 2 a 8 hrs = ? 12

hP 1 a 12 hrs = ? 12

hP 2 a 12 hrs = ? 16

hP 1 a 16 hrs = ? 16

hP 2 a 16 hrs = ? 18

hP 1 a 20 hrs = ? 18

hP 2 a 20 hrs = ? 26

hP 1 a 24 hrs = ? 22

hP 2 a 24 hrs = ? 32

ÁREA DE LA ESTACIÓN 1 (PG)= ? 60

ÁREA DE LA ESTACIÓN 2 (PG)= ? 40

CURVA MASA MEDIA (0 hrs)= 0 [mm]

CURVA MASA MEDIA (4 hrs)= 4.8 [mm]

CURVA MASA MEDIA (8 hrs)= 9.6 [mm]

CURVA MASA MEDIA (12 hrs)= 13.6 [mm]

CURVA MASA MEDIA (16 hrs)= 16.8 [mm]

CURVA MASA MEDIA (20 hrs)= 21.2 [mm]

CURVA MASA MEDIA (24 hrs)= 26 [mm]

hPm (THIESEN)= ?

12.- La altura de precipitación de los poligonos de Thiessen es de 20.5 mm, teclear 20.5 y ENTER.

El la pantalla se mostrara lo mismo que en el paso anterior más lo siguiente:

hPm (THIESEN)= ? 20.5

FACTOR DE AJUSTE = 0.29

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (0 hrs)= 0 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (4 hrs)= 3.784616 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (8 hrs)= 7.569232 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (12 hrs)= 10.72308 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (16 hrs)= 13.24615 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (20 hrs)= 16.71539 [mm]

CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (24 hrs)= 20.5 [mm]

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 1 (PM)= ?

13.- La altura de precipitación a 24 hrs de la estación pluviométrica 1 (estación 1) es de 18.0 mm, teclear 18 y ENTER.

El la pantalla se mostrara lo mismo que en el paso anterior más lo siguiente:

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 1 (PM)= ? 18

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 2 (PM)= ?

14.- La altura de precipitación a 24 hrs de la estación pluviométrica 2 (estación 3) es de 25.0 mm, teclear 25 y ENTER.

El la pantalla se mostrara lo mismo que en el paso anterior más lo siguiente:

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 1 (PM)= ? 18

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 2 (PM)= ? 25

hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN 3 (PM)= ?

15.- La altura de precipitación a 24 hrs de la estación pluviométrica 3 (estación 4) es de 12.0 mm, teclear 12 y ENTER.

El la pantalla se mostrara los resultados finales.

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLS
10 PRINT "          CURVA MASA MEDIA DE LA CUENCA"
20 PRINT "N. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS (PM)=";
25 INPUT O
30 PRINT "N. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (PG)=";
35 INPUT N
40 PRINT "DIFERENCIA DE TIEMPO (hrs)=";
45 INPUT T
50 D=24/T
80 DIM H(D,N),A(N),M(D),C(D),Q(O),B(D,O)
90 FOR I=0 TO D
100 FOR J=1 TO N
110 PRINT "hP";J;"a";I*T;"hrs=";
120 INPUT H(I,J)
130 NEXT J
140 NEXT I
150 FOR K=1 TO N
160 PRINT "ÁREA DE LA ESTACIÓN ";K;" (PG)=";
170 INPUT A(K)
180 R=R+A(K)
190 NEXT K
200 FOR I=0 TO D
210 S=0
220 FOR J=1 TO N
230 S=S+H(I,J)*A(J)
240 NEXT J
250 M(I)=S/R
260 PRINT "CURVA MASA MEDIA (";I*T;"hrs)=";M(I);"[mm]"
270 NEXT I
```

```
285 INPUT P
290 F=P/M(D)
300 PRINT "FACTOR DE AJUSTE=";F
310 FOR I=0 TO D
320 C(I)=M(I)*F
330 PRINT "CURVA MEDIA MASA AJUSTADA (";I*T;"hrs)=";C(I);"[mm]"
340 NEXT I
350 FOR L=1 TO O
360 PRINT "hP (24 hrs) DE LA ESTACIÓN ";L;"(PM)=";
370 INPUT Q(L)
380 Q(L)=Q(L)/P
390 NEXT L
400 FOR I=0 TO D
410 FOR L=1 TO O
440 B(I,L)=Q(L)*C(I)
450 PRINT "hP(";I*T;"hrs) DE ESTACIÓN(";L;")=";B(I,L);"[mm]"
470 NEXT L
480 NEXT I
490 PRINT "DESEA CONTINUAR SI/NO=";
500 INPUT S$
510 IF S$ = "SI" THEN 5
520 SYSTEM
```

PROGRAMA PARA: DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES.

DESCRIPCIÓN:

En el programa se requiere como mínimo de 3 estaciones circunvecinas.

EJEMPLO:

PASOS:

- 1.- Instalar el programa.
- 2.- Teclar " BASICA DATOSF " y ENTER.
- 3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES= ?

4.- Para nuestro ejemplo el número de estaciones auxiliares es de 3, tecleara el número 3 y ENTER.

La pantalla se visualizara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3

hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ?

5.- En el ejemplo la altura de precipitación media anual de la estación 1 es de 900 mm, teclea 900 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3

hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900

hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ?

6.- En el ejemplo la altura de precipitación media mensual diaria de la estación 1 es de 40 mm, teclea 40 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3

hPr.1(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900

hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40

hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ?

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3
hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900
hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40
hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ? 1080
hPm(mensual, diaria) en la estación 2 [mm]= ?

8.- En el ejemplo la altura de precipitación media mensual diaria de la estación 2 es de 32 mm, teclea 32 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3
hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900
hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40
hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ? 1080
hPm(mensual, diaria) en la estación 2 [mm]= ? 32
hPm(anual) en la estación 3 [mm]= ?

9.- En el ejemplo la altura de precipitación media anual de la estación 3 es de 980 mm, teclea 980 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3
hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900
hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40
hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ? 1080
hPm(mensual, diaria) en la estación 2 [mm]= ? 32
hPm(anual) en la estación 3 [mm]= ? 980
hPm(mensual, diaria) en la estación 3 [mm]= ?

10.- En el ejemplo la altura de precipitación media mensual diaria de la estación 3 es de 45 mm, teclea 45 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3
hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900
hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40
hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ? 1080
hPm(mensual, diaria) en la estación 2 [mm]= ? 32
hPm(anual) en la estación 3 [mm]= ? 980
hPm(mensual, diaria) en la estación 3 [mm]= ? 45
hPm(A) en la estación interés [mm]= ?

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4

INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8

NUMERO DE ESTACIONES = ? 3

IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ? 50

ÁREA [Km²] 1 = ? 4

ÁREA NETA [Km²] 1 = ? 4

IZOYETA MEDIA [mm] 1 = ? 52.5

VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km²] 1 = 210

VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km²] 1 = 210

hPm [mm] 1 = 52.5

IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 2 = ? 40

ÁREA [Km²] 2 = ? 36

ÁREA NETA [Km²] 2 = ? 32

IZOYETA MEDIA [mm] 2 = ? 45

VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km²] 2 = 1440

VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km²] 2 = 1650

hPm [mm] 2 = 45.83333

IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 3 = ? 30

ÁREA [Km²] 3 = ? 100

ÁREA NETA [Km²] 3 = ? 64

IZOYETA MEDIA [mm] 3 = ? 35

VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km²] 3 = 2240

VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km²] 3 = 3890

hPm [mm] 3 = 38.9

IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 4 = ? 20

ÁREA [Km²] 4 = ? 196

ÁREA NETA [Km²] 4 = ? 96

IZOYETA MEDIA [mm] 4 = ? 25

VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km²] 4 = 2400

VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km²] 4 = 6290

hPm [mm] 4 = 32.09148

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ?

12.- El número de estaciones que influyen sobre la Izojeta 1 es de 1, teclear 1 y ENTER.

El la pantalla se mostrara lo mismo que en el paso anterior más lo siguiente:

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ? 1

hP 1 a 8 hrs = ?

13.- La altura de precipitación a 8 hrs de la estación 1 es de 10.0 mm, teclear 10 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ? 1

hP 1 a 8 hrs = ? 10

hP 1 a 16 hrs = ?

50 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ? 1

hP 1 a 8 hrs = ? 10

hP 1 a 16 hrs = ? 50

hP 1 a 24 hrs = ?

15.- La altura de precipitación a 24 hrs de la estación 1 es de 55.0 mm, teclear 55 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ? 1

hP 1 a 8 hrs = ? 10

hP 1 a 16 hrs = ? 50

hP 1 a 24 hrs = ? 55

ÁREA EFECTIVA DE LA ESTACIÓN 1 [%]= ?

16.- La Área efectiva de la estación 1 es del 100 %, teclear 100 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ? 1

hP 1 a 8 hrs = ? 10

hP 1 a 16 hrs = ? 50

hP 1 a 24 hrs = ? 55

ÁREA EFECTIVA DE LA ESTACIÓN 1 [%]= ? 100

C.M.m.a.(8 hrs)= 9.545454 [mm]

C.M.m.a.(16 hrs)= 47.72727 [mm]

C.M.m.a.(24 hrs)= 52.2 [mm]

INCREMENTO 1 = 9.545454

INCREMENTO 2 = 38.18182

INCREMENTO 3 = 4.772728

ALTURA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA (8 hrs)= 38.18182 [mm]

ALTURA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA (16 hrs)= 47.72727 [mm]

ALTURA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA (24 hrs)= 52.5 [mm]

hP 1 8 hrs = 10

hP 1 16 hrs = 50

hP 1 24 hrs = 55

NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA 1 = ?

17.- Los datos restantes teclean como los pasos 12 A 16.

El la pantalla se mostrara los resultados.

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLS : CLEAR
10 PRINT TAB (35);"CURVAS (hP-A-D)";PRINT:PRINT
20 PRINT "  NUMERO DE IZOYETAS =";
25 INPUT E
30 PRINT "  INCREMENTO DE TIEMPO =";
35 INPUT TI
40 D=24/TI :NC=D*2
50 PRINT "  NUMERO DE ESTACIONES =";
55 INPUT N
60 DIM Y(E),W(E),T(E),Z(E),V(E),P(E),H(D,N),A(N),M(D),C(D),NS(NC),IN(D)
70 B=0
80 FOR G=1 TO E
90 PRINT "  IZOYETA ENVOLVENTE [mm]";G;"=";
95 INPUT Y(G)
100 PRINT "  ÁREA [Km2]";G;"=";
105 INPUT W(G)
110 PRINT "  ÁREA NETA [Km2]";G;"=";
115 INPUT T(G)
120 PRINT "  IZOYETA MEDIA [mm]";G;"=";
125 INPUT Z(G)
130 V(G)=T(G)*Z(G)
140 PRINT "          VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km2]";G;"=";V(G)
150 B=B+V(G)
160 PRINT "          VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km2]";G;"=";B
170 P(G)=B/W(G)
180 PRINT "          hPm [mm]";G;"=";P(G)
190 NEXT G
220 FOR G=1 TO E
230 PRINT "NUMERO DE ESTACIONES QUE INFLUYEN EN LA IZOYETA";G;"=";
235 INPUT NI
240 FOR I=1 TO D
250 FOR J=1 TO NI
260 PRINT "hP";J;"a";I*TI;"hrs=";
270 INPUT H(I,J)
280 NEXT J
290 NEXT I
350 FOR K=1 TO NI
360 PRINT "ÁREA EFECTIVA LA ESTACIÓN ";K;"[%]=";
370 INPUT A(K)
380 R=R+A(K)
390 NEXT K
400 FOR I=1 TO D
410 S=0
420 FOR J=1 TO NI
430 S=S+H(I,J)*A(J)
440 NEXT J
450 M(I)=S/R
470 NEXT I
480 F=P(G)/M(D)
500 FOR I=1 TO D
510 C(I)=M(I)*F
```

520 PRINT "C.M.m.a.(";I; hrs)=";C(I);{mm}

530 NEXT I

540 FOR I=1 TO D

550 IN(I)=C(I)-C(I-1)

560 PRINT "INCREMENTO";I;"=";IN(I)

570 NEXT I

580 FOR I=1 TO D

590 NS(I)=C(I)

600 NS(I+D)=IN(I)

610 NEXT I

620 GOSUB 680

630 FOR I=1 TO D

640 PRINT "ALTURA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA(";I*TI;"hrs)=";NS(I+D);{mm}"

650 NEXT I

660 NEXT G

670 SYSTEM

680 YA=0

690 FOR KI=1 TO NC-1

700 IF NS(KI) > NS(KI+1) THEN GOSUB 740

710 NEXT KI

720 IF YA=0 THEN RETURN

730 GOTO 680

740 AI=NS(KI)

750 NS(KI)=NS(KI+1)

760 NS(KI+1)=AI

770 YA=1

780 RETURN

PROGRAMA PARA: CURVAS ALTURA DE PRECIPITACIÓN ÁREA DURACIÓN.

DESCRIPCIÓN:

El programa calcula las curvas altura de Precipitación - Área - Duración.
Información requerida:

- 1.- Analizar las tormentas más desfavorables.
- 2.- Es necesario información pluviográfica, pero es también importante la pluviométrica.
- 3.- Se requiere un plano de Izoyetas.
- 4.- Trazar los polígonos de Thiessen.

EJEMPLO:

PASOS:

- 1.- Instalar el programa.
- 2.- Teclar "BÁSICA HP-A-D" y ENTER.
- 3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ?

- 4.- Nuestro ejemplo tiene 4 Izoyetas, se teclarea el número 4 y ENTER.
En la pantalla se visualizara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ?

- 5.- En el ejemplo tenemos un incremento de tiempo de lectura de 8 hrs, teclee 8 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ?

- 6.- El numero de estaciones es de 3, se teclaea 3 y ENTER.
La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ? 3
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ?

7.- La Izoyeta envolvente 1 tiene un valor de 50 mm , teclee 50 y ENTER.
La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ? 3
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ? 50
ÁREA [Km2] 1 = ?

8.- La Área de la Izoyeta 1 es de 4 Km. , teclee 4 y ENTER.
La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ? 3
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ? 50
ÁREA [Km2] 1 = ? 4
ÁREA NETA [Km2] 1 = ?

9.- La Área neta de la Izoyeta 1 es de 4 Km. , teclee 4 y ENTER.
La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ? 3
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ? 50
ÁREA [Km2] 1 = ? 4
ÁREA NETA [Km2] 1 = ? 4
IZOYETA MEDIA [mm] 1 = ?

10.- La altura de precipitación media de los polígonos de Thiessen en la estación
1 es de 52.5 mm, teclear 52.5 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVAS (hP-A-D)

NUMERO DE IZOYETAS = ? 4
INCREMENTO DE TIEMPO = ? 8
NUMERO DE ESTACIONES = ? 3
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 1 = ? 50
ÁREA [Km2] 1 = ? 4
ÁREA NETA [Km2] 1 = ? 4
IZOYETA MEDIA [mm] 1 = ? 52.5
VOLUMEN DE LLUVIA [mm*Km2] 1 = 210
VOLUMEN ACUMULADO [mm*Km2] 1 = 210
hPm [mm] 1 = 52.5
IZOYETA ENVOLVENTE [mm] 2 = ?

La pantalla mostrara el resultado final cono sigue:

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES = ? 3
hPm(anual) en la estación 1 [mm]= ? 900
hPm(mensual, diaria) en la estación 1 [mm]= ? 40
hPm(anual) en la estación 2 [mm]= ? 1080
hPm(mensual, diaria) en la estación 2 [mm]= ? 32
hPm(anual) en la estación 3 [mm]= ? 980
hPm(mensual, diaria) en la estación 3 [mm]= ? 45
hPm(A) en la estación interés [mm]= ? 920
hPm(mensual, diaria) en la estación de interés es de = ? 36.79768 [mm]
DESEA CONTINUAR SI/NO = ? NO

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLEAR
10 PRINT "          DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES" :PRINT
20 PRINT "NUMERO DE ESTACIONES AUXILIARES =";
25 INPUT N
30 DIM H(N),D(N),C(N)
40 FOR I=1 TO N
50 PRINT " hPm(anual) en la estación ";I;"[mm]=";
55 INPUT H(I)
60 PRINT " hPm(mensual, diaria) en la estación ";I;"[mm]=";
65 INPUT D(I)
70 NEXT I
80 PRINT " hPm (A) en la estación de interés [mm]=";
90 INPUT B
100 T=0
110 FOR I=1 TO N
120 C(I)=(H(I)-B)/B
130 IF C(I) > 0.1 THEN 190
140 T=T+D(I)
150 NEXT I
160 P=T/N
170 PRINT "hPm(mensual, diaria) en la estación de interés =";P;"[mm]"
180 GOTO 250
190 S=0
200 FOR I=1 TO N
210 S=S+(B*D(I)/H(I))
220 NEXT I
230 P=1/N*S
240 GOTO 170
250 PRINT "DESEA CONTINUAR SI/NO =";
260 INPUT S$
270 IF S$ = "SI" THEN 5
280 SYSTEM
```

HOJA DE PROGRAMA : No.7

PROGRAMA PARA: CURVA ELEVACIÓN GASTO.

DESCRIPCIÓN:

En el programa se calcula la Curva Elevación - Gasto que es una gráfica que relaciona el gasto con el nivel de agua en la sección de un río, se utiliza el método de mínimos cuadrados, para ello.

EJEMPLO:

PASOS:

- 1.- Instalar el programa.
- 2.- Teclar " BASICA CEG " y ENTER.
- 3.- En la pantalla se mostrara lo siguiente:

CURVA ELEVACIÓN GASTO

NUMERO DE DATOS = ?

- 4.- Para nuestro ejemplo el número de datos es de 28, tecleara el número 28 y ENTER.

La pantalla se visualizara lo siguiente:

CURVA ELEVACIÓN GASTO

NUMERO DE DATOS = ? 28

ELEVACIÓN INICIAL = ?

- 5.- En el ejemplo la elevación inicial es de 0.94 m, teclee 0.94 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA ELEVACIÓN GASTO

NUMERO DE DATOS = ? 28

ELEVACIÓN INICIAL = ? 0.94

ELEVACIÓN 1 [m] = ?

- 6.- La elevación en el dato 1 que tiene el ejemplo es de 1.07 m, se teclaa 1.07 y ENTER.

La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA ELEVACIÓN GASTO

NUMERO DE DATOS = ? 28

ELEVACIÓN INICIAL = ? 0.94

ELEVACIÓN 1 [m] = ? 1.07

GASTO 1 [m³/s] = ?

7.- El Gasto en el dato 1 es de 2.029 m /seg., se tecldea 2.029 y ENTER.
La pantalla mostrara lo siguiente:

CURVA ELEVACIÓN GASTO

NUMERO DE DATOS = ? 28
ELEVACIÓN INICIAL = ? 0.94
ELEVACIÓN 1 [m] = ? 1.07
GASTO 1 [m3/s] = ? 2.029
ELEVACIÓN 2 [m] = ?

8.- Los datos restantes se tecldean con la secuencia de los pasos 6 a 7 ,y la pantalla nos mostrara los resultados.

LISTADO DEL PROGRAMA:

```
5 CLS
10 CLEAR
15 PRINT "          CURVA ELEVACIÓN GASTO":PRINT :PRINT
20 PRINT "NUMERO DE DATOS=";
30 INPUT N
40 DIM X(N),Y(N),XL(N),YL(N),XY(N),XC(N),YC(N)
50 PRINT "ELEVACIÓN INICIAL[m]=";
60 INPUT H
70 FOR I=1 TO N
80 PRINT "ELEVACION";I;"[m]=";
90 INPUT X(I)
100 PRINT "GASTO";I;"[m3/s]=";
110 INPUT Y(I)
120 NEXT I
130 FOR I=1 TO N
140 XL(I)=LOG (X(I)-H)
150 YL(I)=LOG (Y(I))
160 XY(I)=XL(I)*YL(I)
170 XC(I)=XL(I)^2
180 YC(I)=YL(I)^2
190 O=O+XL(I)
200 S=S+YL(I)
210 Z=Z+XC(I)
220 U=U+YC(I)
230 T=T+XY(I)
240 NEXT I
245 PRINT "-----"
250 PRINT " No. ESCALA[m] GASTO[m3/s] X=Ln(H-Ho)   Y=Ln(Q)   XY"
260 FOR I=1 TO N
270 PRINT USING "####";I;
280 PRINT USING "#####.###",X(I);Y(I);
290 PRINT USING "#####.#####",XL(I);YL(I);XY(I)
370 NEXT I
380 M=(T-(O*S/N))/(Z-(O^2/N))
390 C=EXP ((S/N)-(M*O/N))
```

```
400 PRINT "-----"
410 PRINT "SUMATORIAS          ";O;" ";S;" ";T
420 PRINT:PRINT "          ni=";M
430 PRINT "          c=";C
440 PRINT:PRINT:PRINT "ELEVACION=";
450 INPUT E
460 F=C*((E-H)^M)
470 PRINT "GASTO CALCULADO=";F
480 INPUT "CONTINUA SI/NO=";S$
490 IF S$="SI" GOTO 440
500 SYSTEM
```