

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



BORRADOR DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL

MODELACIÓN PRECIPITACIÓN ESCORRENTÍA EN CUENCAS
URBANAS - CASO DE ESTUDIO: DISTRITO DE CARMEN ALTO

PRESENTADO POR:
ENRIQUE SÁNCHEZ PALOMINO

ASESOR:
ING. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ

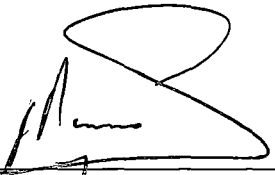
22 DE AGOSTO DE 2015

tesis
CW 447
San
Ej. 1

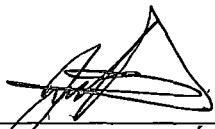
**“MODELACIÓN PRECIPITACIÓN ESCORRENTÍA EN CUENCAS URBANAS –
CASO DE ESTUDIO: DISTRITO DE CARMEN ALTO”.**

RECOMENDADO : 13 DE JULIO DEL 2015

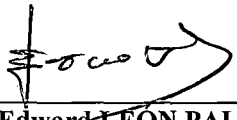
APROBADO : 10 DE AGOSTO DEL 2015



MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
PRESIDENTE



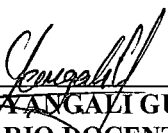
Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO



Ing. Edward LEÓN PALACIOS
MIEMBRO

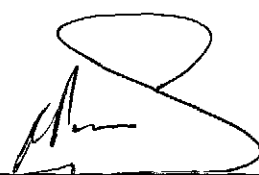
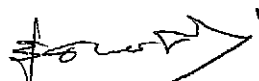
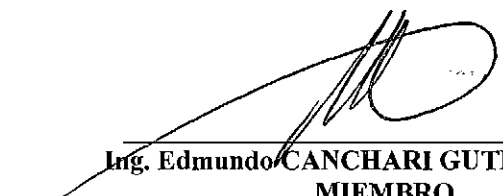


Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO



Ing. FLORO N. YANGALI GUERRA
SECRETARIO DOCENTE

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantado el 10 de agosto del 2015, en la Sustentación de Tesis, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Enrique SANCHEZ PALOMINO, con el Trabajo Titulado “MODELACIÓN PRECIPITACIÓN ESCORRENTÍA EN CUENCAS URBANAS – CASO DE ESTUDIO: DISTRITO DE CARMEN ALTO”, fue calificado con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.


MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
PRESIDENTE
Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO
Ing. Edward LEÓN PALACIOS
MIEMBRO
Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO
Ing. FLOR N. YANGALI GUERRA
SECRETARIO DOCENTE

Dedicatoria

A Dios, por haberme dado la vida y salud para lograr mis objetivos de mi formación profesional.

A mis Padres Pedro Sánchez Berrocal y Julia Palomino Quispe y mis hermanos Alfredo y Celia quienes con cariño, comprensión y esfuerzo me dieron todo el apoyo a lo largo de mi formación profesional.

A mi esposa Elizabeth Quilca y a mis hijas Liz Paola y Ángeles Xiomara, quienes son mi fortaleza y el pilar de apoyo para llegar a cumplir con mis objetivos.

Agradecimientos

- Primero y antes que nada, gracias a Dios, por estar junto a mí en cada paso, por fortalecer nuestros corazones e iluminar nuestras mentes y por haber puesto en el camino a aquellas personas que han sido soporte y compañía durante mis estudios.
- A la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, cuna de mi formación profesional y de manera especial a los Maestros de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por sus invalorable aportes en mi formación académica en las diferentes áreas de Ingeniería.
- Al Ing. Joel B. Oré Iwanaga, por el apoyo y orientación en la elaboración del plan de tesis y desarrollo de la misma.
- Al Ing. Edmundo Canchari Gutiérrez, por todo el apoyo brindado en calidad de Asesor en la culminación de la presente Tesis.
- Agradecer a las diferentes Instituciones que laboré y que dieron la oportunidad de trabajar, adquirir conocimiento y experiencia en la ejecución de las obras y la elaboración de estudios de pre-inversión e inversión de proyectos de inversión pública.
- Finalmente a mis compañeros, amigos y a quienes directa o indirectamente me ayudaron a culminar mis metas.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

Resumen

Los cambios hidrológicos que se producen por efecto de la urbanización de áreas naturales son muy evidentes, tanto por la drástica disminución de la infiltración natural en el suelo, como por la eliminación de la vegetación o la modificación de la pendiente. El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción menor de terrenos naturales, trae como consecuencia un notable aumento en los volúmenes de los escurrimientos pluviales. Ante la presencia de lluvias de igual intensidad, el problema se agrava en las ciudades, fundamentalmente por la disminución de las áreas de infiltración y de los tiempos de concentración, causado por el aumento de la velocidad del escurrimiento superficial que consecuentemente genera un incremento de los caudales máximos y la problemática de las inundaciones urbanas afecta directa o indirectamente la vida y las actividades de gran cantidad de personas en el mundo y los daños anuales por inundación de viviendas e infraestructura, deterioro de la calidad de vida e incluso, en situaciones no extraordinarias, pérdida de vidas humanas, han puesto en evidencia la necesidad de disponer en nuestras ciudades de una red de drenaje pluvial de calidad y que asegure un buen funcionamiento durante los episodios de lluvia.

La presente investigación se orientó en la determinación de un modelo hidrológico - hidráulico de los procesos de transformación de escorrentía - precipitación adecuada y aceptable para una cuenca urbana y los procesos hidrológicos e hidráulicos se simularon con el modelo SWMM v.5.0, que se trata de un modelo para el análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano, de referencia internacional y de dominio público. Permite simular la propagación del flujo a través de un sistema de drenaje pluvial en ramas o en mallas, contemplando efectos de remanso, flujo a superficie libre, flujo a presión o sobrecarga, flujos inversos, flujo a través de vertederos, orificios y dispositivos de bombeo. Además puede simular canales o conductos con secciones de diferente tipo: circular, rectangular, ovoide, trapezoidal, parabólica y naturales. El análisis hidráulico puede hacerse por distintos métodos, como flujo uniforme, onda cinemática u onda dinámica.

Índice general

Portada	I
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice general	V
Índice de figuras	IX
Índice de cuadros	XII
1. Introducción	1
1.1. Motivación de la investigación	1
1.2. Planteamiento del problema	2
1.3. Justificación	2
1.3.1. Técnica	2
1.3.2. Económica	2
1.3.3. Social	3
1.4. Importancia	3
1.5. Objetivos	3
1.5.1. Objetivo General	3
1.5.2. Objetivos Específicos	3
1.6. Organización del Estudio	3
1.7. Metodología aplicada	4
2. Marco Teórico	6
2.1. Evolución Histórica de la Hidrología Urbana	6
2.1.1. Generalidades	6
2.1.2. Etapas de su Evolución	6
2.1.2.1. Etapa Sanitarista o Higienicista	6
2.1.2.2. Etapa de Racionalización de los Cálculos Hidrológicos - Hidráulicos	9
2.1.2.3. Etapa Ambientalista	12
2.1.3. Influencia de la Urbanización en la Respuesta Hidrológica . . .	14

2.2.	Análisis de la Lluvia	16
2.2.1.	El Ciclo Hidrológico	16
2.2.2.	Precipitación	17
2.2.3.	Análisis de la Curva Intensidad - Duración - Frecuencia	19
2.2.3.1.	Intensidad de Lluvia (I)	21
2.2.3.2.	Duración de la Lluvia (D)	21
2.2.3.3.	Frecuencia de Lluvia (f)	22
2.2.4.	Tormentas de Proyecto a partir de Curvas IDF	22
2.2.4.1.	Método de los bloques alternados	23
2.2.5.	Factores de Diseño	24
2.2.5.1.	Periodo de Retorno (T)	24
2.2.5.2.	Tiempo de Concentración (T_c)	24
2.2.5.2.1.	Tiempo de Entrada.-	25
2.2.5.2.2.	Tiempo de Viaje.-	25
2.2.5.2.3.	Relaciones Empíricas para la Obtención del Tiempo de Concentración.-	26
2.2.6.	Pérdidas antes de la Escorrentía	28
2.2.6.1.	Intercepción por la Vegetación	28
2.2.6.2.	Evaporación	28
2.2.6.3.	Infiltración	29
2.2.6.4.	Almacenamiento en las Depresiones del Suelo	29
2.2.7.	Precipitación Efectiva	29
2.2.7.1.	Modelo del Número de Curva (CN) del SCS	30
2.2.7.2.	Estimación del Número de Curva	32
2.3.	Modelos de transformación Precipitación - Escorrentía	35
2.3.1.	Hidrograma Unitario	36
2.3.1.1.	Deducción del Hidrograma Unitario	40
2.3.1.2.	Cálculo matricial del Hidrograma Unitario	40
2.3.1.3.	Hidrograma Unitario Sintético	41
2.3.1.3.1.	Modelo del Hidrograma Unitario Adimen- sional del SCS	42
2.3.2.	Modelo de Onda Cinemática	43
2.4.	Tránsito de Caudales	47
2.4.1.	Tipos de tránsito de Caudales	48
2.4.1.1.	Métodos Hidrológicos	48
2.4.1.2.	Métodos Hidráulicos	49
2.4.2.	Ecuaciones Básicas para el tránsito Hidráulico	50
2.4.2.1.	Ecuación de Continuidad	51
2.4.2.2.	Ecuación de Cantidad de Movimiento	53
2.4.3.	Tipos de Tránsito Hidráulico	57
2.4.4.	Tránsito mediante el modelo de Onda Cinemática	57
2.4.5.	Tránsito mediante el modelo de Onda Dinámica	62
2.4.5.1.	Ecuaciones de Saint Venant	62
2.4.5.2.	Métodos de Solución de las Ecuaciones de Saint - Venant	62
2.4.5.3.	Esquemas de diferencias finitas implícitas	63
2.4.5.3.1.	Obtención de Ecuaciones	64

2.4.5.3.2.	Ecuaciones de borde	66
2.4.5.3.3.	Procedimientos de solución	66
2.4.5.3.4.	Elementos de la matriz de coeficientes	69
2.4.6.	Selección de Métodos	71
2.4.7.	Modelos en Cuencas Urbanas	73
2.5.	Flujo en Cunetas y Diseño de Sumideros	75
2.5.1.	Flujo en Cunetas de Secciones Uniformes	75
2.5.2.	Transformación Lluvia Caudal en Calles y Veredas	75
2.5.3.	Flujo en Calles en Tiempos de Lluvia	78
2.5.4.	Sumideros en Alcantarillados de Aguas Lluvias	78
2.5.4.1.	Elementos de los Sumideros	79
2.5.4.2.	Tipos de Sumideros	80
2.5.4.3.	Diseño de Sumideros	81
3.	Caso de Estudio a un Proyecto Local	84
3.1.	Descripción de la zona de estudio	84
3.2.	Sistema Actual del Drenaje Pluvial	84
3.3.	Cuenca Hidrográfica del Distrito de Carmen Alto	85
3.3.1.	Discretización de la Cuenca Urbana	86
3.3.2.	Propiedades morfométricas	86
3.3.3.	Tiempo de concentración	87
3.4.	Determinación de las Tasas de Infiltración	88
3.5.	Precipitación de Diseño	88
3.6.	Cálculo de las Intensidades Máximas de Diseño	90
3.7.	Determinación de hietograma de diseño para el distrito de Carmen Alto	93
3.8.	Cálculo de los hidrogramas de diseño en los puntos de aforo para cada sub cuenca	93
4.	Descripción del Programa Water Management Model - SWMM 5vE	94
4.1.	Qué es el Storm Water Management Model - SWMM 5vE	94
4.2.	Método de Cálculo	94
4.3.	Procedimiento para el Cálculo	95
4.4.	Información de lluvia a utilizar en el modelo SWMM 5.0	96
4.5.	Lluvia neta. Pérdidas de precipitación	99
4.6.	Transformación precipitación - caudal según el modelo SWMM 5.0 . .	100
5.	Análisis y Discusión de Resultados	104
5.1.	Resultado de Hidrograma de Caudales en Cada Sub Cuenca	104
5.2.	Resultado de Hidrograma de Caudales en los Nudos del Colector . . .	111
6.	Conclusiones y recomendaciones	118
6.1.	Conclusiones	118
6.2.	Recomendaciones	119
	Bibliografía	120
	A. Planos	121

B. Cálculo de Número de Curva de Escorrentía - CN	127
C. Cálculo de hietograma de diseño para el distrito de Carmen Alto	133
D. Cálculo de Hidrograma de Caudales por el Método SCS	137
D.1. Cálculo de Precipitación Efectiva	137
D.2. Hidrograma Unitario del SCS	140
E. Cálculo de Hidrograma de Caudales por el Método de Onda Cinemática	148
F. Manual del Programa SWMM	157
G. Fotografías	162

Índice de figuras

2.1. Confluencia de conducciones visitables (Barcelona)	8
2.2. Dispositivo para ensayos de flujo en calzada y sumideros de la UPC .	11
2.3. Dársena de estacionamiento permeable en Barcelona	13
2.4. Influencia de la urbanización sobre la respuesta hidrológica	16
2.5. Ciclo Hidrológico	16
2.6. Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia para lluvia máxima	20
2.7. Método de los bloques alternados	23
2.8. Precipitación efectiva o neta	30
2.9. Relación entre precipitación, escurrimiento y retención	31
2.10. Esquema representado el comportamiento hidrológico de una cuenca .	35
2.11. Hidrograma unitario	37
2.12. Aplicación del Principio de proporcionalidad del HU	39
2.13. Principio de Superposición del HU	40
2.14. Hidrograma Unitario del SCS	43
2.15. Esquema de planos inclinados para simular la escorrentía sobre la superficie de una cuenca	44
2.16. Esquema de solución en diferencias finitas para la aproximación de la onda cinemática.	45
2.17. Tránsito de Avenida	47
2.18. Métodos de tránsito	48
2.19. Definición de términos sobre el perfil longitudinal de la canalización .	51
2.20. Definición de términos sobre la vista en planta de la canalización . .	51
2.21. Definición de términos sobre la sección transversal de la canalización .	52
2.22. Tránsito de una onda cinemática a lo largo de un cauce de longitud L	60
2.23. Esquema en diferencias finitas para resolver la ecuación de la onda cinemática	61
2.24. Malla de computo de diferencias finitas	64
2.25. Transformación lluvia - caudal, escorrentía sobre vereda	75
2.26. Transformación lluvia - caudal, escorrentía sobre la calzada	76
2.27. Propagación de caudal por la cuneta	76
2.28. Sección convencional estándar o sección Gutter	78
2.29. Sección triangular simétrica	79
2.30. Sumideros de ventana	80
2.31. Sumideros de rejillas en cunetas	81
2.32. Sumideros combinado o mixto	81
2.33. Sumideros transversales o de rejilla en calzada	82
2.34. Flujo decreciente sobre rejías de fondo	83

3.1. Calles pavimentadas de tipo canal abierto muy ancho, típicos en la ciudad de Ayacucho, lo que imposibilita el cruce de los peatones en las temporadas de lluvias	85
3.2. Análisis de frecuencia de la precipitación max 24 hrs.	90
3.3. Curvas IDF para Duraciones menores a 3 horas	93
4.1. Ventana de edición de objeto lluvia	97
4.2. Editor de series temporales de SWMM 5.0	98
4.3. Visor de series temporales de SWMM 5.0	99
4.4. Modelo de depósito aplicado en SWMM 5.0	102
5.1. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 04	107
5.2. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 05	107
5.3. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 06	108
5.4. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 07	108
5.5. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 08	109
5.6. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 09	109
5.7. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 10	110
5.8. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 11	110
5.9. Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 12	111
5.10. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 04 del colector . . .	114
5.11. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 06 del colector . . .	114
5.12. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 07 del colector . . .	115
5.13. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 08 del colector . . .	115
5.14. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 10 del colector . . .	116
5.15. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 11 del colector . . .	116
5.16. Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 12 del colector . . .	117
C.1. Hietograma de Precipitación Total de Diseño para Tr=10 años	136
D.1. Hietograma de Precipitación Efectiva de Diseño para Tr=10 años . .	140
D.2. Hidrograma de Caudal - Sub Cuenca 05: Av. Los Libertadores	147
E.1. Hidrograma de Caudales de la Sub Cuenca - 05	148
F.1. Vista general del espacio de trabajo de SWMM 5vE	157
F.2. Vista de Visor de Datos de SWMM 5vE	158
F.3. Vista de Editor de Propiedades de SWMM 5vE	159
F.4. Valores por defecto del proyecto	160
F.5. Opciones de simulación	161
F.6. Visualización de resultados de simulación	161
G.1. Situación real de las calles en épocas de Lluvia	162
G.2. Situación real de las calles completamente inundadas en épocas de Lluvia	163
G.3. Situación real de las calles en épocas de Lluvia	163
G.4. Calles en épocas de Lluvia y la imprudencia de los conductores	164
G.5. Vista de la rejilla colapsada en el drenaje de Jr. San Martín	164

G.6. Vista de la calle Av. Mariscal Cáceres donde se plantea el sistema de drenaje pluvial	165
G.7. Vista de la rejilla en captación de las aguas pluviales	165
G.8. Calles inundada y el colapso del sistema de alcantarillado sanitario . .	166
G.9. Calles inundada en temporada de precipitación pluvial	166
G.10. Calles real de la intersección entre Av. Perú y Jr. Tahuantinsuyo . . .	167
G.11. Calles real del Jr. Tahuantinsuyo en temporadas de lluvia	167
G.12. Canal de demasías existente del embalse de EPSASA	168

Índice de cuadros

2.1. Parámetro Regional b	19
2.2. Grupo de Suelo Hidrológico	33
2.3. Número de curva por grupo de suelo hidrológico	34
2.4. Coordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S	43
2.5. Resumen de selección de métodos (adaptado de ASCE, 1997)	73
3.1. Propiedades morfométricas de las microcuencas	86
3.2. Tiempo de concentración	87
3.3. Resumen del Número de Curva de Escorrentía - CN	88
3.4. Registro de Precipitaciones máximas de la estación Huamanga	89
3.5. Precipitación máxima de diseño 24 horas	90
3.6. Parámetro regional b	91
3.7. Intensidades máximas de diseño para diferentes periodos de retorno	92
4.1. Factores de rugosidad considerados en SWMM	103
5.1. Cuadro comparativo del resultado de Hidrograma de Caudales de la Sub Cuenca 04	104
5.2. Cuadro comparativo del resultado final de Hidrograma de Caudales en el Nudo 12 (Sub Cuenca 12)	111
B.1. Número de Curva para la Sub Cuenca - 01 (SC-01)	128
B.2. Número de Curva para la Sub Cuenca - 02 (SC-02)	128
B.3. Número de Curva para la Sub Cuenca - 03 (SC-03)	128
B.4. Número de Curva para la Sub Cuenca - 04 (SC-04)	129
B.5. Número de Curva para la Sub Cuenca - 05 (SC-05)	129
B.6. Número de Curva para la Sub Cuenca - 06 (SC-06)	130
B.7. Número de Curva para la Sub Cuenca - 07 (SC-07)	130
B.8. Número de Curva para la Sub Cuenca - 08 (SC-08)	131
B.9. Número de Curva para la Sub Cuenca - 09 (SC-09)	131
B.10. Número de Curva para la Sub Cuenca - 10 (SC-10)	132
B.11. Número de Curva para la Sub Cuenca - 11 (SC-11)	132
B.12. Número de Curva para la Sub Cuenca - 12 (SC-12)	132
C.1. Parámetro regional b	133
C.2. Hietograma de Precipitación Total de Diseño para Tr=10 años	134
D.1. Hietograma de Precipitación Efectiva para Tr=10 años	137
D.2. Cálculo de Hidrograma Unitario del SCS	141

D.3. Matriz de Ordenada del HU de SCS	142
D.4. Cálculo Matricial de Hidrograma Unitario del SCS	143
E.1. Transformación Precipitación - Escorrentía por el método de Onda Cinemática	149
E.2. Resumen de Transformación Precipitación - Escorrentía por el método de Onda Cinemática	153

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación de la investigación

A raíz del desarrollo urbano producido en las ciudades, la morfología de las cuencas se ve enormemente alterada. Dicho proceso urbanizador también pone rápidamente en evidencia las carencias existentes en el sistema de drenaje urbano de las ciudades. Un aumento importante de las inundaciones, sumado a un nuevo uso de las mismas redes para el transporte de sedimentos, además de una nueva visión en política medioambiental pone en evidencia la necesidad de adaptar la metodología usada en el cálculo de estas redes, dando lugar a una nueva disciplina llamada Hidrología Urbana. A partir de aquí se establecen nuevos mecanismos y nuevas tendencias en la metodología a usar en cuanto al diseño de redes de drenaje urbano, aplicando y desarrollando nuevos modelos que se ajusten más al comportamiento del flujo en las cuencas urbanas.

Este efecto urbanizador lleva inherentemente asociado un fuerte impacto de los efectos de un periodo de lluvia sobre la cuenca urbana. Los procesos de lluvia intensos y cortos, inevitablemente provocan en un breve espacio de tiempo un volumen de agua mayor y un caudal punta también mayor que se deberán transportar mediante la red de drenaje urbano.

Los sistemas de drenaje pluvial son típicamente diseñados para conducir adecuadamente el agua proveniente de la escorrentía superficial tan pronto como sea posible. La recolección, encauzamiento y disposición de las aguas, tanto superficiales como subterráneas son especiales para garantizar la estabilidad e integridad de las ciudades. Un sistema de drenaje urbano está constituida por un conjunto de obras una parte de las cuales está dirigida a proteger la integridad de la ciudadanía, es decir cumplir una función básica y otra a garantizar el ágil desenvolvimiento del tráfico de vehículos. Es importante que en la selección del gasto a considerar en el proyecto y un límite aceptable del tiempo de inundación admitido, para la determinación de ambos, un mayor o menor grado de riesgo.

Actualmente existen diversos modelos matemáticos que permiten simular fenómenos físicos. Estos modelos sirven para el diseño, simulación, toma de decisiones; por lo que es una necesidad sumar dichas herramientas a la gestión de manera

correcta, es decir conocer las hipótesis en que se basan los métodos de cálculo, las fórmulas que se utilizan, los parámetros que se requieren para los cálculos internos, todo esto para evitar errores de convergencia y asimismo permitir el análisis de los resultados.

La Ingeniería Civil está comprometida, por la magnitud de sus relaciones con el medio ambiente y con el uso de los recursos hídricos, con el conocimiento del origen y la naturaleza de los fenómenos meteorológicos que gobiernan el clima y originan la lluvia; y con el estudio de las características, propiedades y comportamiento de las cuencas como unidades geográficas encargadas de la conversión de la lluvia en caudales aprovechables a través de la gestión integral de los recursos.

1.2. Planteamiento del problema

Por lo general en la ciudad de Ayacucho, únicamente se diseñan redes de alcantarillado sanitario, dejando de lado el sistema de drenaje pluvial tan importante en nuestro medio, para solucionar el gran problema que ocasionan las precipitaciones extremas presentadas durante los meses de Diciembre a Abril, los mismos que ocasionan excesivos transportes de caudal a través de las calles, razón por la cual en la presente investigación se analizará el estado actual del comportamiento de las aguas pluviales en el Distrito de Carmen Alto y proponer una alternativa de solución con un adecuado diseño de los componentes para la recolección adecuada de las aguas pluviales, diseñando los sumideros, alcantarillado pluvial, cunetas y todos los elementos o estructuras hidráulicas presentes en el drenaje pluvial, como una solución integral al problema de drenaje pluvial en el mencionado Distrito.

1.3. Justificación

1.3.1. Técnica

En las últimas décadas Ayacucho ha sufrido un aumento de población debido a la migración de las zonas rurales a la ciudad, tal es el caso del Distrito de Carmen Alto, produciéndose un incremento de la superficie urbanizada cambiando el uso de suelo y como consecuencia del mismo, un aumento del porcentaje del suelo impermeable en la zona. Este fenómeno se produce en un aumento del volumen de escorrentía, al reducirse la infiltración natural, y la velocidad de circulación del agua en la superficie, al disminuir la rugosidad del suelo. Esta situación provoca graves problemas de inundaciones debido a que, en muchos casos, las redes de drenaje existente (alcantarillado sanitario) son insuficientes para absorber este aumento de escorrentía urbana resultante del incremento de superficie urbanizada.

1.3.2. Económica

La propuesta a través de la presente investigación es dar una solución integral al problema de drenaje pluvial en el distrito de Carmen Alto, determinado para ello

una solución económica, en lo que respecta a cunetas, sumideros y alcantarillado pluvial, luego de un planeamiento completo de la cuenca urbana.

1.3.3. Social

La presente investigación propondrá una solución integral al problema del drenaje pluvial, ejecutando la propuesta por la institución gubernamental pertinente y la población del distrito de Carmen Alto será la beneficiada, elevando el nivel de la condición de vida.

1.4. Importancia

La demanda de suelo urbano en el distrito de Carmen Alto es cada vez más creciente, el mismo que está provocando un proceso creciente de urbanización. Este mayor superficie urbanizada afecta de forma importante a la escorrentía: Por un lado se produce un descenso de la rugosidad del suelo, un menor impedimento a la circulación del agua, perdiéndose la capacidad de laminación natural de la cuenca, y por otro, ya no es posible la infiltración del agua al terreno, llegando casi todo el volumen de precipitación caída a la red de alcantarillado.

Este proceso se refleja en muchas zonas de la cuenca urbana de la ciudad de Ayacucho, cuyas redes de alcantarillado sanitario se ven obligadas a soportar cargas para las que no están diseñadas. Se producen por este motivo vertidos e inundaciones que se agravan por el hecho de que la mayoría de las redes de drenaje urbano en nuestras ciudades son unitarias. La presente tesis presenta un análisis completo y diseño de la red de drenaje para el Distrito de Carmen Alto.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Presentar una solución integral al problema de drenaje pluvial en el Distrito de Carmen Alto.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Desarrollar los modelos hidrológicos - hidráulicos en el proceso de transformación de precipitación - escorrentía para cuencas urbanas.
- Desarrollar un software de manejo sencillo y de dominio público para el análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano.

1.6. Organización del Estudio

Se consideran los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Generalidades sobre la investigación.

Capítulo 2: Desarrollo del Marco Teórico, base fundamental para el desarrollo de la modelación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Urbana.

Capítulo 3: Caso de Estudio a un Proyecto Local: La aplicación práctica ha sido desarrollado para la Cuenca Urbana del distrito de Carmen Alto - Huamanga - Ayacucho.

capítulo 4: Se realiza una descripción general del programa Water Management Model - SWMM 5vE, sobre los métodos y procedimientos de cálculo, información de lluvia que utiliza el programa y la transformación de precipitación - escorrentía.

Capítulo 5: Se realiza el análisis y discusión de resultado de la transformación precipitación - escorrentía entre el método de Hidrograma Unitario de SCS, método de Onda Cinemática y el método del SWMM.

Capítulo 6: Conclusiones y recomendaciones.

1.7. Metodología aplicada

El trabajo será dividido en dos etapas:

- Etapa Hidrológica: recopilación de información de mapas, que muestren la red dimensión de la cuenca urbana. Planeamiento integral de la cuenca urbana del distrito de Carmen Alto, proponiendo las subcuencas a drenar, ubicación de sumideros, cunetas, etc. Determinación de áreas, coeficientes de escorrentía, números de curva. Ubicación de curvas IDF, para la zona de estudio que permitirá cuantificar las intensidades del diseño para un periodo de retorno óptimo a definirse para la zona de estudio.
- Etapa Hidráulica: En esta etapa se procederá a la realización del diseño hidráulico de canal de evacuación, sumideros, cunetas y simulación de flujo permanente a través del programa SWMM 5vE, el mismo que permitirá determinar los perfiles de superficie libre a través de un flujo gradualmente variado, al interior del drenaje propuesto.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Evolución Histórica de la Hidrología Urbana

2.1.1. Generalidades

La hidrología urbana es la rama de la hidrología que tiene por objeto el estudio del agua y de sus relaciones con las diferentes actividades humanas en zona urbana. Trata principalmente las relaciones entre la gestión de las aguas de superficie y el desarrollo del espacio en zona urbana. Un desarrollo urbano sostenible comprende un amplio conocimiento de los fenómenos hidrológicos, hidráulicos y ambientales que genera la urbanización y exige que se cuente con numerosas herramientas para la implementación de técnicas innovadoras de reconciliación agua - ciudad.

Sin embargo, la distinción entre la hidrología urbana y la hidrología rural es, a veces, difícil de establecer por la evolución actual de los modos de ocupación de los suelos y de la transformación de los modos de vida. Nuevas ideas de investigadores en el campo de la *Hidrología Urbana* podrían evolucionar progresivamente hacia el nombre *Hidrología Humana*, ya que esta disciplina técnico - científica se interesa particularmente en la parte del ciclo del agua perturbada por las actividades humanas (o susceptibles de perturbarlas), o modificada a causa de las necesidades de la sociedad.

2.1.2. Etapas de su Evolución

Desbordes (1987, citado por Bertoni, 2001) identifica tres períodos diferenciados de la hidrología urbana:

1. etapa sanitarista o higienicista.
2. etapa de racionalización del cálculo hidrológico - hidráulico.
3. etapa ambientalista.

2.1.2.1. Etapa Sanitarista o Higienicista

De los conductos pluviales primitivos que se describen en la literatura, los desagües subterráneos de la antigua Roma son los mejor conocidos. Sobre la base de

escritos de la época, se sabe que la conexión directa de las casas a dichos desagües no era práctica generalizada.

A partir del siglo X, con la expansión del comercio en Europa, la construcción de rutas y puentes enlazó ciudades, rompiendo su aislamiento. El auge del comercio impulsó la construcción de puertos, los que fueron un factor importante de prosperidad. Comerciantes, artesanos y mercaderes se instalaron dentro de sus murallas.

Los desechos y excrementos eran evacuados mediante canales a cielo abierto o arrojados a fosos. Las letrinas públicas se instalaban en las murallas, asegurando su evacuación extramuros. Las zonas bajas de las ciudades se volvían receptoras de los desechos de las zonas altas, tornándose lugares insalubres donde la inmundicia y la pestilencia invadían el ambiente urbano.

Durante los siglos posteriores, las ciudades se extendieron fuera de sus muros, ocupando las partes bajas aledañas a las fuentes de agua. Surgió así la *ciudad baja*, habitada por los artesanos y sus familias, quienes se establecieron allí en busca de mejores oportunidades de prosperidad.

La insalubridad de las ciudades fue un tema de preocupación creciente para las autoridades. Comenzaron los primeros trabajos de cerramiento de las letrinas a cielo abierto, a generalizarse los sistemas de pozos ciegos y se realizaron operaciones de limpieza y purga de canales.

Durante el transcurso de los siglos XVIII y XIX, comenzaron a desarrollarse en los medios científicos las teorías higienistas, que condujeron al mejoramiento de la distribución del agua para consumo y la recolección de las aguas servidas.

Las graves epidemias urbanas de cólera y fiebre amarilla, que se sucedieron durante el siglo XIX, pusieron a la luz la correlación entre las enfermedades endémicas y la ausencia de un correcto drenaje de las aguas residuales urbanas. Esto contribuyó a impulsar la necesidad de la captación sistemática de las aguas servidas y su evacuación lejos del lugar de producción.

Siguiendo la práctica romana, los primeros desagües construidos en Europa y en los Estados Unidos tuvieron como fin la recogida de aguas pluviales. Las excreciones humanas no se evacuaron a los desagües de Londres hasta 1815, a los de Boston hasta 1833 y a los de París hasta 1880.

Aunque se construyeron muchos desagües desde los días del Imperio Romano, no se experimentó ningún progreso notable en el proyecto y construcción de las redes de saneamiento hasta la década de 1840-1850.

El renacimiento comenzó en Hamburgo (Alemania) en 1842, tras un grave incendio que destruyó parte de la ciudad. En ocasión de la reconstrucción de la ciudad, se construyó la *primera red moderna de drenaje urbano*. Por primera vez, se diseñó un nuevo y completo sistema de evacuación, de acuerdo con las más

modernas teorías de la época.

El nuevo sistema implicaba el drenaje combinado o unitario de las aguas pluviales y de las aguas residuales y ocupó rápidamente un espacio en las principales ciudades de Europa. En 1854 se inició en París la construcción de aproximadamente 400 km de desagües unitarios y en Londres se ejecutaron entre los años 1859 y 1873.

A fines del siglo XIX, las grandes ampliaciones que sufrieron las redes de saneamiento en las principales ciudades de Europa y América no representaron operaciones aisladas, sino que se encuadraron en el marco de un crecimiento importante del espacio urbano, originado por la Revolución Industrial.

Las dimensiones de los colectores construidos en esa época superaban largamente las necesidades de drenaje. De acuerdo a los criterios que por entonces se tenían, las redes de drenaje debían albergar redes de otros servicios. A fin de facilitar el mantenimiento y limpieza de la red, los colectores *debían poder ser visitados caminando sin mojarse los pies*. Esto explica la construcción de conductos de sección ovoide de grandes dimensiones, con una solera con cuneta y veredas laterales, Figura 2.1, el cálculo de caudales sólo se hacía para determinar la profundidad de las cunetas.

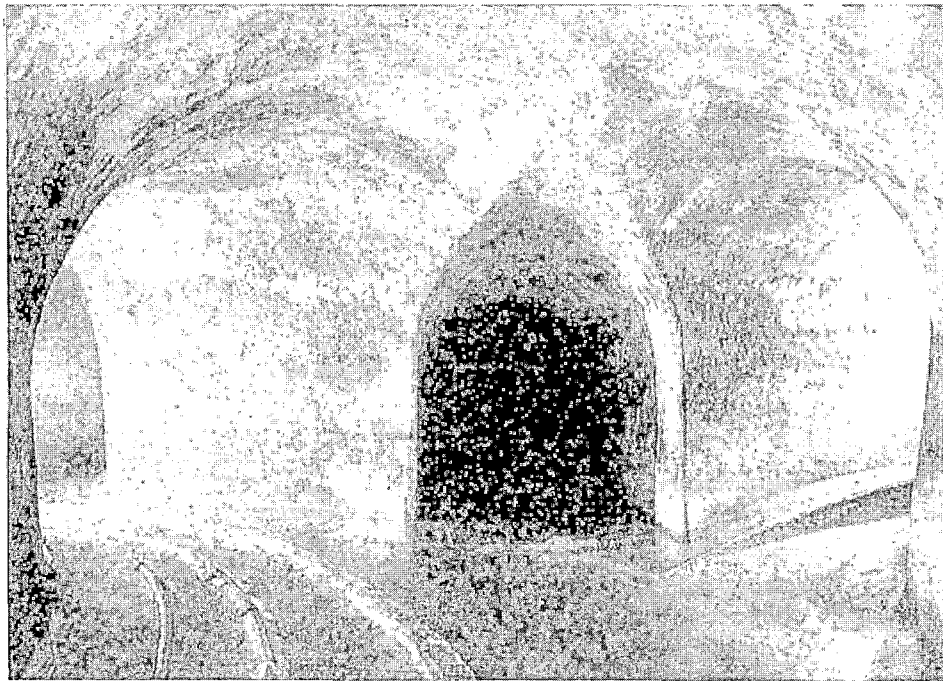


Figura 2.1: Confluencia de conducciones visitables (Barcelona)

En el siglo XVIII se produjeron avances importantes en la medición y experimentación hidráulica, como las ecuaciones de Bernoulli y Chézy y en el siglo XIX se produjeron avances en la hidrología e hidráulica: Mulvaney (1850) propuso el método racional, Saint Venant (1871) desarrolló su teoría de flujo de agua impermanente y Manning (1891) propuso su ecuación para flujo en canales abiertos.

Sin embargo, la hidrología cuantitativa aún no estaba consolidada a principios del siglo XX. Se empleaban aproximaciones empíricas para resolver los problemas hidrológicos prácticos.

2.1.2.2. Etapa de Racionalización de los Cálculos Hidrológicos - Hidráulicos

Gradualmente los hidrólogos reemplazaron el empirismo por un análisis racional de la información observada. Green y Ampt (1911) desarrollaron un modelo de infiltración basado físicamente. Hazen (1914) introdujo el análisis de frecuencia para los caudales máximos. Richards (1931) determinó la ecuación que gobierna el flujo en medios no saturados. Sherman (1932) propuso el método del Hidrograma Unitario para transformar un hietograma de precipitación efectiva en hidrograma de escurrimiento directo. Horton (1933) desarrolló su teoría de infiltración. Zoch (1934) desarrolló un modelo conceptual del Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI) basado en un embalse lineal. Gumbel (1941) propuso una ley de valores extremos para los estudios hidrológicos. Penman (1948) propuso una ecuación para estimar la evaporación combinando los métodos aerodinámicos y de balance de energía. Lighthill y Whitham (1955) presentaron las ecuaciones de la onda cinemática. Nash (1957) desarrolló una expresión del HUI basada en embalses lineales en cascada y Rodríguez Iturbe y Valdés (1979) presentaron una expresión del HUI basada en parámetros geomorfológicos de la cuenca. Cunge (1969) obtuvo expresiones analíticas para determinar los parámetros del método Muskingum de propagación hidrológica de crecidas.

Los avances en hidrología se trasladaron al ámbito urbano, dando lugar a nuevas metodologías para el diseño de los sistemas de drenaje. Esto también estuvo incentivado para solucionar los graves problemas de inundación originados por el rápido crecimiento de las ciudades y el déficit de las infraestructuras de drenaje. En los países desarrollados, los primeros problemas serios ligados al escurrimiento urbano aparecieron inmediatamente después de la Segunda Guerra Mundial (Chocat, 1997). El éxodo rural y el crecimiento del consumo del agua debido a la evolución del equipamiento sanitario domiciliario, provocaron un aumento importante de los efluentes de aguas servidas. A su vez, generaron una degradación creciente en la calidad de los cuerpos de agua receptores.

El sistema de tipo separativo fue entonces adoptado definitivamente para mejorar el funcionamiento de las instalaciones de depuración. La simulación hidrológica comenzó en la década 1950 - 1960, con el advenimiento de las primeras computadoras digitales. Los primeros modelos fueron espacialmente concentrados, es decir, representaban la respuesta hidrológica de la cuenca entera, sin intentar caracterizar la variabilidad espacial de la respuesta explícitamente.

Paralelamente a la modelación matemática, se desarrollaron modelos físicos de componentes individuales del sistema de drenaje, como bocas de tormenta, alcantarillas, obras de transición, disipadores de energía y otros.

En los países más desarrollados comenzaron a difundirse manuales e instructivos

para el diseño, construcción y operación de los componentes de los sistemas de drenaje urbanos.

En las décadas siguientes, se produjo un notable avance en el conocimiento de los fenómenos ligados a la cantidad de agua. Desde principios de la década 1970 - 1980, la modelación matemática por computadora se convirtió en una herramienta importante para el planeamiento, diseño y operación de los sistemas de drenaje (Tucci, 1998). Muchas agencias estatales y universidades emprendieron el desarrollo de modelos aplicables en áreas urbanas.

En cuanto a su objetivo, estos modelos pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- De planificación: no requieren información geométrica detallada de las estructuras de drenaje. Se aplican en forma concentrada en áreas relativamente grandes y durante periodos relativamente largos. La cantidad y calidad del agua de lluvia se trata en forma aproximada, contemplando solamente la conservación de la masa de agua y de los contaminantes, sin considerar la dinámica de su movimiento a través del sistema.
- De análisis - diseño: requieren información geométrica detallada de las estructuras de drenaje. Se aplican en forma distribuida por subcuencas, para eventos críticos aislados. Contemplan la propagación de la onda de crecida sobre superficies, conductos, canales y reservorios, con métodos hidrológicos o hidrodinámicos.

En las últimas dos décadas se está desarrollando una nueva generación de modelos de simulación hidrológica, denominados de *parámetros distribuidos*, que desagregan la cuenca en celdas de forma regular. Un ejemplo bastante difundido de este tipo de modelos es TOPMODEL (Beven y Kirkby, 1979; Beven, 1984). Estos modelos representan explícitamente la variabilidad espacial de las características superficiales de la cuenca y de la precipitación por medio de una grilla de celdas. Los parámetros físicos (longitudes y pendientes) y de cobertura se determinan a partir de un Modelo Digital del Terreno (MDT) y de imágenes satelitales, usando técnicas de Sistemas de Información Geográfica (SIG) y Teledetección. Han sido desarrollados principalmente para simular la escorrentía superficial y evaluar procesos de erosión en cuencas rurales.

En este período se implementaron cuencas experimentales (Maksimovic y Radojkovic, 1986; Calomino y otros., 1995) y se desarrollaron actualizaciones y complementaciones de manuales de diseño de drenaje urbano (U. S. Department of Transportation - Federal Highway Administration, 1996). También se continuaron perfeccionando los modelos físicos de bocas de tormenta. La Figura 2.1, muestra un dispositivo para ensayos de flujo en calzada y bocas de tormenta de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Este dispositivo fue utilizado para la determinación de curvas de eficiencia de distintos tipos de rejillas y para distintas combinaciones de pendientes longitudinales y transversales (Gómez Valentín y otros., 2000).

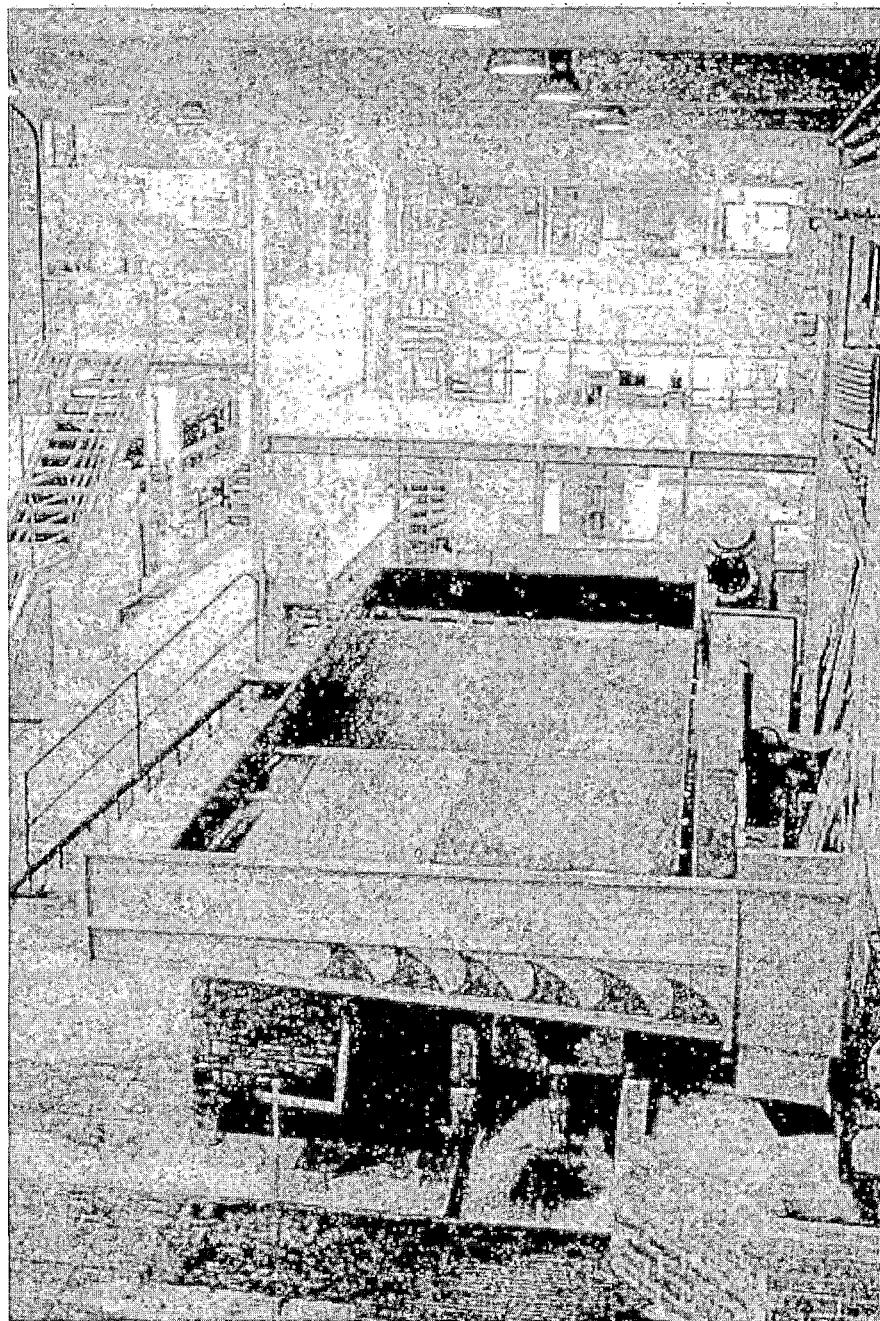


Figura 2.2: Dispositivo para ensayos de flujo en calzada y sumideros de la UPC

2.1.2.3. Etapa Ambientalista

A comienzos de la década 1970 - 1980, se introduce un enfoque sistémico y ambientalista en la hidrología urbana, que continúa hasta la actualidad. Se instala una concepción más integrada de los procesos: el drenaje de excesos pluviales pasa a ser concebido y tratado como una parte de un concepto más amplio: el manejo del agua pluvial urbana (*urban stormwater management*).

La ventaja del concepto de *manejo* es que el drenaje urbano puede ser interrelacionado con otras funciones, tales como el control de crecidas, recarga de acuíferos, abastecimiento de agua, disposición de residuos, control de estabilidad de cauces, creación de espacios abiertos para usos recreativos y otros.

El abordaje de estos problemas se comienza a realizar de manera interdisciplinaria, ya que involucra aspectos técnicos, ambientales, institucionales, legales, económicos y sociales.

Comienzan a difundirse algunos cambios en las prácticas de manejo de las aguas pluviales urbanas respecto de los años anteriores. Se incorporan técnicas de ingeniería *conservacionistas*, que permiten preservar el ambiente y mejorar la eficiencia en el manejo del agua de lluvia.

Los principales cambios fueron los siguientes:

- El interés en la rápida remoción de la escorrentía (drenaje tradicional) se cambió por el de su distribución espacio - temporal.
- Aumentó el interés en la evaluación y mitigación de los impactos adversos de la escorrentía urbana sobre la calidad de agua de los cuerpos receptores.
- Se comenzó a considerar a la cantidad y calidad del agua como variables del mismo problema y a tratarlas en conjunto. Al efecto, se incorporaron las denominadas Prácticas de Mejor Manejo (BMP) o Técnicas Compensatorias de Infiltración-Retención (TECIR), como los dispositivos de detención y de retención, trincheras o cuencas de infiltración, prácticas vegetativas y pavimentos porosos.
- Aumentó el énfasis sobre la preservación y mejoramiento de las vías de drenaje naturales.
- Aumentó la importancia asignada a las medidas preventivas no estructurales. Algunos planes directores establecen requerimientos mínimos de control de los excesos pluviales, de modo que el caudal pico del posdesarrollo, para una tormenta de diseño de una duración y recurrencia dadas, sea igual que el correspondiente al predesarrollo.

La Figura 2.3 muestra una dársena de estacionamiento permeable, como ejemplo de técnica compensatoria. La regulación de caudales en cuencas urbanas, que no era una práctica ampliamente usada antes, es ahora una característica común en

desarrollos pequeños y grandes y de planes directores de drenaje urbano. La BMP por medio de dispositivos de propósito dual (cantidad y calidad) es una tecnología simple y recomendable (Whipple, 1998).

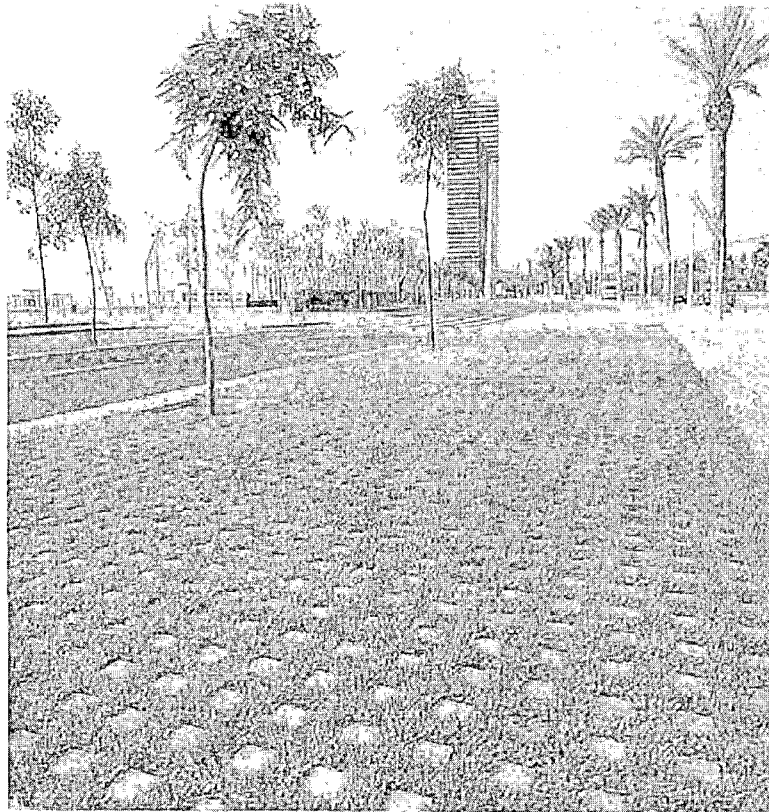


Figura 2.3: Dársena de estacionamiento permeable en Barcelona

En cuanto a la permanencia de la escorrentía dentro de los dispositivos, éstos se clasifican en dos grandes tipos:

- a).- dispositivos de detención y
- b).- dispositivos de retención.

Ambos tipos permiten atenuar los hidrogramas de crecida, reduciendo y atrasando los picos. En consecuencia, es posible reducir las dimensiones y costos de los conductos subterráneos y canales aguas abajo.

En cuanto a la remoción de contaminantes, los dispositivos de retención son más aptos para mejorar la calidad del agua, debido a que retienen el agua por períodos prolongados, permitiendo una mayor deposición de sedimentos y polutos no solubles suspendidos en el agua. Los sedimentos y partículas contaminantes se depositan en el fondo del dispositivo. Adicionalmente, las plantas acuáticas presentes en estos dispositivos pueden mejorar la calidad del agua por consumo de

parte de los poluentes solubles e incorporación de ellos al tejido vegetal.

Además, los dispositivos de retención proveen un hábitat urbano de vida silvestre y espacios abiertos para uso recreacional, por lo que deberían priorizarse siempre que se disponga de sitios adecuados (Barnes y Adams, 1998).

2.1.3. Influencia de la Urbanización en la Respuesta Hidrológica

La urbanización es uno de los procesos que afecta de manera más significativa las condiciones naturales de una cuenca y su ciclo hidrológico, alterando los hábitat naturales, impermeabilizando y compactando el suelo, modificando las vías naturales de drenaje y aumentando la contaminación de los recursos de agua. La concentración urbana en las ciudades, y su crecimiento acelerado durante los últimos años, han puesto en evidencia los efectos de la alteración significativa del medio ambiente y la hidrología natural. En las ciudades en que no se ha estado atento a enfrentar estos problemas, las aguas lluvias se han transformado en un problema evidente, a tal punto que provocan daños por inundaciones incluso para condiciones de lluvias habituales, como ha ocurrido en amplios sectores de Perú en las últimas décadas.

Desde mediados del siglo XX se ha reconocido, y verificado con antecedentes cuantitativos, el impacto de la urbanización sobre la hidrología natural. Al comparar una cuenca urbanizada con sus condiciones previas se advierte que en ellas escurre superficialmente un mayor volumen de agua, disminuye la infiltración y la humedad en el suelo, aumentan significativamente los caudales máximos de crecidas con un tiempo de respuesta menor y aumenta la cantidad y concentración de contaminantes. Uno de los aspectos más estudiados es el incremento de la frecuencia y magnitud del caudal de las crecidas urbanas, ya que ellas son responsables de las inundaciones. Ello se debe fundamentalmente a dos factores. Por un lado el nuevo uso del suelo que aumenta la proporción de áreas impermeables, y por lo tanto la proporción que escurre de las aguas lluvias. Este es el aspecto más reconocido, pero no el único. A ello se agrega que los elementos típicos de la urbanización modifican el patrón de drenaje y conducen mejor el agua, concentrando los flujos y aumentando su velocidad. La impermeabilización del suelo tiene efecto sobre los volúmenes escurridos y la modificación de la red de drenaje sobre los caudales máximos. El crecimiento urbano producido en los últimos años genera un mayor escurrimiento superficial debido al aumento de la impermeabilidad en dicha cuenca y sus adyacentes, lo cual podría superar la capacidad de drenaje de los conductos y generar inundaciones temporales de áreas urbanas durante la lluvia o inmediatamente después.

Las superficies impermeables son las que impiden el movimiento del agua desde la superficie del suelo hacia las capas internas, lo cual se aplica a superficies construidas por el hombre empleando materiales como asfalto, concreto y piedra, que sellan, repelen e impiden la infiltración del agua, tales como calles pavimentadas, techos, playas de estacionamiento, entre otras.

Asimismo, el grado de urbanización de una cuenca está directamente relacionado con el porcentaje de áreas impermeables que esta posee, caracterizando su funcionamiento hidrológico.

El aumento de la cubierta impermeable reduce la infiltración, percolación, escurrimiento subsuperficial y subterráneo, incrementando el volumen de escurrimiento superficial, volviendo a la cuenca más sensible a tormentas intensas de corta duración.

Por ello, como el agua en su recorrido encuentra superficies menos rugosas también aumenta la velocidad del escurrimiento reduciéndose el tiempo de concentración de la cuenca.

El hidrograma de la situación post - desarrollo difiere de la situación previa en varios puntos importantes:

- El volumen total de escorrentía es mayor.
- El proceso de concentración de caudal ocurre con mayor rapidez.
- El caudal pico es mayor.
- El tiempo de concentración se acorta.
- La calidad del agua de escorrentía se deteriora.

El aumento de volumen se origina al reducirse la infiltración como producto de la elevada impermeabilidad del medio; la reducción en el tiempo base del hidrograma se explica a través de las mayores velocidades del agua por una red de drenaje artificial mucho menos rugosa; finalmente el caudal punta mayor es consecuencia de los dos casos anteriores. En relación al deterioro de la calidad del agua, la escorrentía en superficie arrastra todo tipo de elementos existentes en la ciudad (polvo, restos orgánicos, grasas, etc.).

El impacto típico de un proceso urbanizador se muestra en la Figura 2.4, donde se ve claramente el aumento del caudal generado por una precipitación luego de que el suelo haya sido urbanizado.

Las cuencas urbanas están caracterizadas por el aumento de la impermeabilización y reducción de la infiltración debido al revestimiento del suelo como consecuencia de la construcción de edificios, pavimentación de avenidas y otros, situaciones las cuales producen impacto sobre las condiciones de escurrimiento.

En el ambiente urbano, el rol del suelo como regulador del balance de agua se encuentra considerablemente alterado. La impermeabilización con pavimento y edificaciones, sumada a la frecuente compactación de los suelos expuestos, limitan cuantiosamente la infiltración, aumentando así la escorrentía y los riesgos de erosión e inundación.

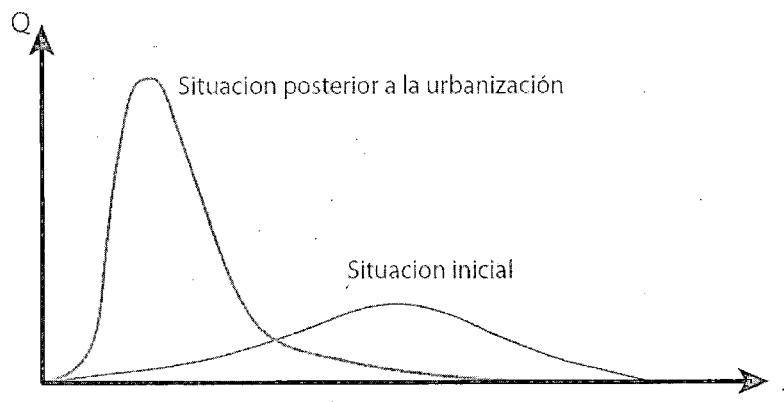


Figura 2.4: Influencia de la urbanización sobre la respuesta hidrológica

2.2. Análisis de la Lluvia

2.2.1. El Ciclo Hidrológico

En general el ciclo hidrológico consiste en la evaporación del agua de los océanos y de la superficie terrestre, ésta es transportada por la atmósfera en forma de vapor de agua, precipita otra vez en forma de lluvia o nieve, es interceptada por árboles y otras por vegetación, se escurre superficialmente sobre la superficie de la tierra, se infiltra en el suelo, recarga los acuíferos, se descarga en corrientes y ríos y finalmente fluye hacia los océanos, de donde nuevamente se evapora y se reinicia el ciclo, mostrado en la Figura 2.5. Este inmenso motor que da movimiento al agua y utiliza como combustible la energía solar, es favorecido por la fuerza de gravedad, y continúa interminablemente sin importar la presencia o ausencia de la actividad humana.

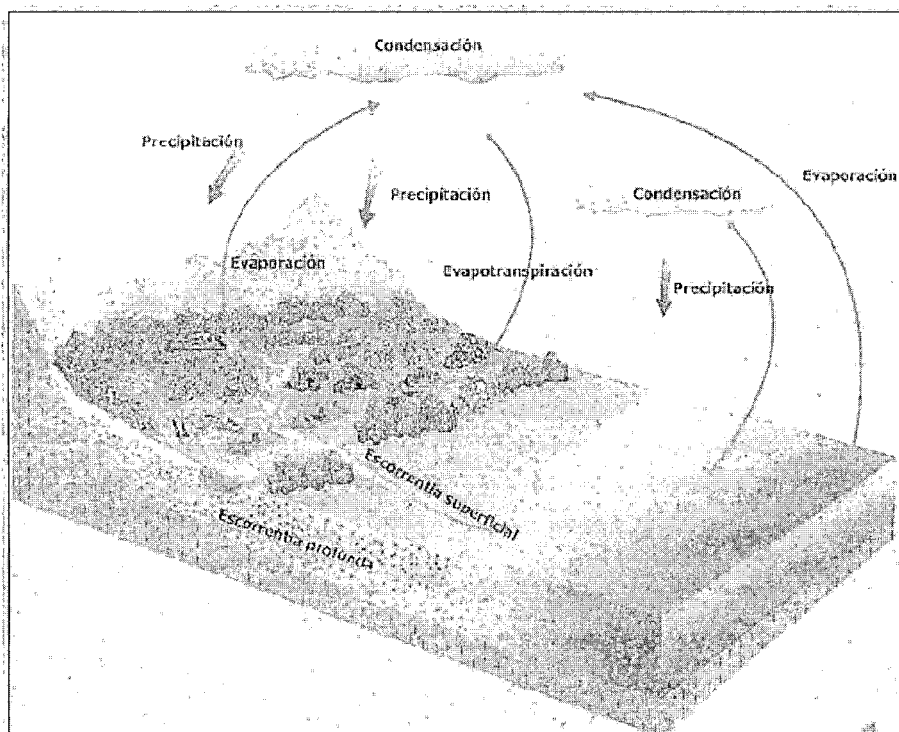


Figura 2.5: Ciclo Hidrológico

Las componentes básicas del ciclo hidrológico son las siguientes: precipitación (P), evaporación (E), transpiración (T), infiltración (F), escorrentía superficial (R) y flujo subterráneo (G). El ciclo del agua es un proceso continuo en el cual el agua se evapora de los océanos, lagos, ríos y otras fuentes, se mueve en la atmósfera formando masas de aire húmedo y luego se produce la precipitación cuando existen condiciones adecuadas. La lluvia que cae en la superficie de la tierra se dispersa a través de muchos medios; pero una porción es retenida en el suelo cerca del sitio donde cayó y retorna a la atmósfera por evaporación, es decir, la conversión del líquido a vapor de agua y también por transpiración, la cual consiste en la pérdida de agua a través de las plantas; esta pérdida de agua combinada se denomina: evapotranspiración (ET: $E + T$).

Otra porción del agua se convierte en flujo superficial o escorrentía directa (R), la cual abastece las corrientes y ríos. Finalmente, la parte restante del agua entra al suelo como infiltración (F), la cual puede convertirse en flujo subsuperficial y aparecer posteriormente en canales ó percolarse hacia las profundidades para recargar el flujo del agua subterránea. El agua superficial y subterránea se mueve hacia elevaciones inferiores y eventualmente puede descargar en el océano. Sin embargo, grandes cantidades de agua superficial y porciones de agua subterránea pueden regresar a la atmósfera a través del proceso de evapotranspiración.

El ciclo hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y es transportado por las masas de aire en movimiento (viento) hacia los continentes. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación.

2.2.2. Precipitación

La precipitación es la cantidad primaria de entrada del agua en el ciclo hidrológico superficial, ya sea en forma de lluvia, nieve o granizo. La formación de la precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfría y parte de su humedad se condensa, cuando alcanzan un punto de saturación; las gotas de agua aumentan de tamaño hasta alcanzar el punto en que se precipitan por la fuerza de gravedad.

Muchas obras de ingeniería civil son profundamente influenciadas por factores climáticos, entre los que se destaca por su importancia las precipitaciones pluviales. El conocimiento de las lluvias intensas, de corta duración, es muy importante para dimensionar el drenaje urbano, y así evitar inundaciones en las ciudades.

Las características de las precipitaciones pluviales que deben conocerse para estos casos son: la intensidad de la lluvia y duración de la lluvia; estas dos características están asociadas. Para un mismo tiempo de retorno, al aumentarse la duración de la lluvia disminuye su intensidad media, la formulación de esta dependencia es empírica y se determina caso por caso, con base en datos observados directamente en

el sitio estudiado o en otros sitios vecinos con las mismas características orográficas. Dicha formulación se conoce como Curvas IDF o Intensidad-Duración-Frecuencia.

La primera información de entrada en el ciclo hidrológico debe ser por tanto la información relativa a la lluvia. Esta debería proceder de medidas reales de eventos de lluvia registrados sobre la cuenca objeto de estudio o, en su defecto, en zonas inmediatas. Cuando estamos interesados en estudios de dimensionamiento o comprobación de la situación de una cuenca o un tramo de cauce concreto ante lluvias extremas, estamos hablando de estudios de sucesos de lluvias aislados. Para este tipo de análisis se pueden emplear tres tipos de información pluviométrica:

1. **Lluvias históricas**, registradas y que produjeron serias consecuencias desde el punto de vista de inundación en la cuenca, y que dejaron además secuelas en la memoria histórica de la población. Se trataría de un proceso de diseño de una infraestructura (encauzamiento, etc) cuyo objetivo final es que si se volviera a dar una precipitación igual a la que se registró ese día, no se produjeran inundaciones. Este criterio no está basado en consideraciones estadísticas de riesgo, sino que se asocia a un suceso concreto. Es fácilmente explicable a la población, e incluso se puede ilustrar con documentación de los efectos producidos por la inundación histórica, indicando que esos daños ya no se producirán con las nuevas actuaciones.
2. **Series temporales de lluvias**, registradas en observatorios dentro de la zona de estudio, o incluso series sintéticas generadas a partir de métodos estadísticos. Con estos datos de lluvia, aplicaremos un modelo de transformación lluvia - escorrentía y así se obtienen los diferentes hidrogramas de caudal, sobre los que se realiza un análisis estadístico para determinar el valor del flujo asociado a un periodo de retorno determinado. Otra manera de utilizar estos datos sería establecer un análisis de comportamiento de la cuenca no en el dominio de la probabilidad de inundación sino en el de frecuencia de inundación. Si asumimos que los datos de lluvia registrados son representativos de la precipitación en la cuenca, y aceptamos que en el futuro seguirá lloviendo como hasta ahora, podemos realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos para comprobar el comportamiento de la infraestructura a diseñar.
3. **Lluvias de proyecto**, obtenidas a partir de información globalizada en forma de curvas Intensidad - Duración - Frecuencia. Podemos definir a esta lluvia de proyecto como una lluvia tipo, o lluvia sintética que se puede asociar a un cierto periodo de retorno, y se admite (a pesar de que no sea estrictamente cierto) que el caudal de escorrentía calculado a partir de esta lluvia de proyecto tiene el mismo periodo de retorno. Esta idea introduce un concepto de seguridad/riesgo, al asociar una noción de periodo de retorno al hietograma de lluvia a utilizar, y por ende al caudal de diseño.

Dentro de esta metodología, en el Perú contamos con el método IILA - SENAMHI - UNI, que nos permitirán obtener dichas curvas a partir de la ecuación regional, la utilización del MÉTODO IILA - SENAMHI - UNI, nos proporcionará menos exactitud, en cuencas urbanas los errores obtenidos no serán relevantes dada la utilización de periodos de retorno bajos.

El estudio muestra la siguiente ecuación regional para duraciones comprendidas hasta horas:

$$i_{i,t} = a(1 + k \log T)(t + b)^{n-1} \quad \text{para } t \leq 3 \text{ horas} \quad (2.1)$$

$$i_{i,t} = a(1 + k \log T)(t)^{n-1} \quad \text{para } 3 \leq t \leq 34 \text{ horas} \quad (2.2)$$

Donde:

- ♦ I : Intensidad de lluvia (mm/hr)
- ♦ a : Parámetro de intensidad (mm)
- ♦ K: Parámetro de frecuencia (adimensional)
- ♦ n : Parámetro de duración (adimensional)
- ♦ T: Tiempo de retorno

Cuadro 2.1: Parámetro Regional b

Región	Parámetro b
Costa Centro y Sur	0.5
Sierra	0.4
Costa Norte y Selva	0.2

Fuente: R.N.E

2.2.3. Análisis de la Curva Intensidad - Duración - Frecuencia

El primer elemento que participa en el ciclo hidrológico de la cuenca es la precipitación. A partir de la misma se realiza la transformación Precipitación - Escorrentía que nos generará los caudales de salida en los diferentes puntos. Es por ello que, disponer de una buena información relativa a la precipitación es imprescindible para poder estudiar los fenómenos que se producen en la cuenca con la mayor exactitud, y así poder diseñar los sistemas de captación de ésta.

Para el estudio, ya sea del dimensionamiento de una red de drenaje pluvial emplearemos el tipo de información pluviométrica mediante curvas Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF).

El análisis de las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia consta básicamente de poder estimar la intensidad, duración, frecuencia de un evento; para diferentes periodos de retorno; cuyo calculo son de importancia para el diseño de obras de ingeniería hidráulica.

Las curvas intensidad - duración - frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes

duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticos de análisis estadístico de datos hidrológicos. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el Figura 2.6.

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

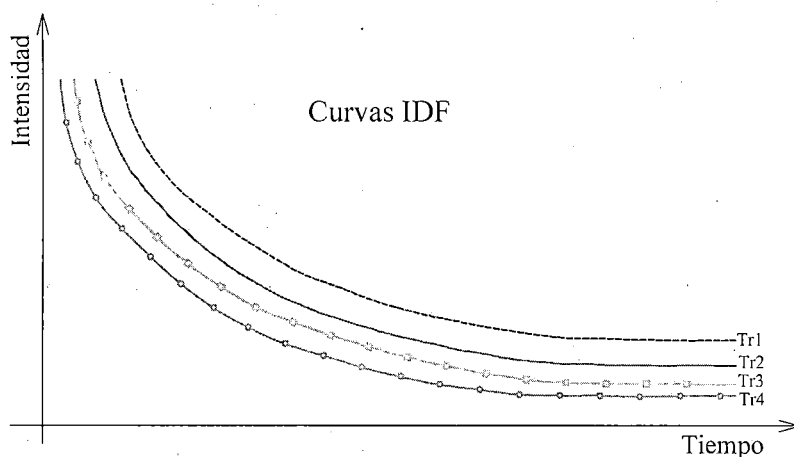


Figura 2.6: Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia para lluvia máxima

Las curvas de intensidad - duración - frecuencia se suele ajustar mediante expresiones analíticas que faciliten su operación. Las más habituales son las expresiones de Talbot, Ecuación 2.3 y la ecuación polinómica.

$$i = \frac{a}{(D + b)^n} \quad (2.3)$$

Donde:

♦ i : Intensidad de lluvia de diseño en mm/h.

- ♦ D : Duración (h).
- ♦ a, b, c, d y m: Coeficientes que varían con el lugar y el periodo de retorno.

Para su determinación es necesario realizar una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.

2.2.3.1. Intensidad de Lluvia (I)

Se refiere a la cantidad de agua caída por unidad de tiempo, es decir conocer la intensidad máxima que se haya presentado para diferentes duraciones.

La intensidad de lluvia varia ampliamente en el tiempo y espacio, en la práctica es necesario recurrir a promedios temporales y espaciales: Para cuencas pequeñas el promedio de la intensidad de lluvia dura un periodo igual al tiempo de concentración, es usualmente el parámetro primario de la lluvia.

Las tormentas de alta intensidad son principalmente de corta duración y cubre pequeñas áreas, contrariamente las tormentas de baja intensidad son típicamente de larga duración y cubre relativamente áreas grandes dependiendo del tamaño de la cuenca, condición de humedad, antecedentes y alcance del área de tormenta, las tormentas de alta y baja intensidad pueden producir eventos de escorrentía de gran magnitud.

Para la cuenca en estudio, se considera que la intensidad es constante por tener un área muy pequeña y no se considera en cuenta las variaciones temporales ni espaciales de la precipitación.

La intensidad de lluvia de diseño para un determinado punto de sistema de drenaje es la intensidad promedio de lluvia, cuya duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca en estudio.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (2.4)$$

Donde:

- ♦ P : Profundidad de lluvia (mm).
- ♦ T_d : Duración, dada usualmente en horas.

2.2.3.2. Duración de la Lluvia (D)

Se refiere al tiempo que transcurre entre el inicio y el fin de una tormenta. La duración de un evento de lluvia varía fuertemente desde pocos minutos a varios días. La propiedad de concentración de escurrimiento, indica que todos las cuencas, sin

considerar el tamaño alcanzan una condición de equilibrio de escurrimiento para un tiempo determinado de lluvia efectiva constante, esto implica que en cuencas pequeñas es probable alcanzar condiciones de equilibrio de escurrimiento mucho más fácil que en cuencas medianas y grandes. Es por ello que en cuencas pequeñas son analizados asumiendo caudal de captación concentrada. La fórmula racional es un ejemplo típico donde se asume las concentraciones de escurrimiento.

2.2.3.3. Frecuencia de Lluvia (f)

En general, el más importante de una tormenta es la profundidad, el más recurrente a su acontecimiento. La frecuencia es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo más o menos largo, tomando generalmente en años.

La definición de frecuencia está relacionado estrechamente con el concepto de periodo de retorno, definido como el tiempo promedio transcurrido entre dos eventos de tormenta. La selección de frecuencias de lluvia está basado en la práctica local y experiencia local y experiencia individual. Para proyectos de gran magnitud, especialmente aquellos donde la falla puede dar resultados de pérdida de vida humana, la precipitación máxima probable (PMP) son usados en lugar de frecuencia como base para la determinación de las máximas avenidas.

2.2.4. Tormentas de Proyecto a partir de Curvas IDF

Dado que las curvas IDF recogen una información histórica de la pluviometría de la cuenca, pueden ser un punto de partida para construir a partir de ellas la lluvia de proyecto que emplearemos en nuestro proceso hidrológico.

Los datos pluviométricos representan un nivel de información global referente al comportamiento pluviométrico de una zona. Pero en un estudio hidrológico no solo es necesario conocer la cantidad de lluvia asociada a una tormenta de una frecuencia y duración determinada, sino que también es necesario saber la distribución en el tiempo de la intensidad de lluvia en el transcurso de una tormenta.

Los principales métodos de obtención de la lluvia de proyecto son:

1. La lluvia constante o hietograma rectangular
2. Hietograma triangular
3. Tormenta tipo Sifalda
4. Flood Studies Report
5. Lluvias tipo Keifer-Chu
6. Lluvias de doble triángulo
7. El método de los bloques alternados

De todos los anteriores el método más utilizado y que se ha generalizado más es el método de los bloques alternados.

2.2.4.1. Método de los bloques alternados

Se trata sin duda del más extendido de los métodos para obtener una lluvia de proyecto a partir de la curva IDF. El hietograma producido por medio de este procedimiento, especifica la precipitación en un número n de intervalos de tiempo Δt , para una lluvia de duración total $T_d = n\Delta t$. Una vez seleccionado el periodo de retorno deseado, se toman los datos de intensidad de precipitación de la curva IDF para duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, así como la precipitación total obtenida multiplicando las intensidades por las duraciones de lluvia. Se trata de estimar los intervalos más desfavorables de precipitación, de acuerdo con la figura 2.7.

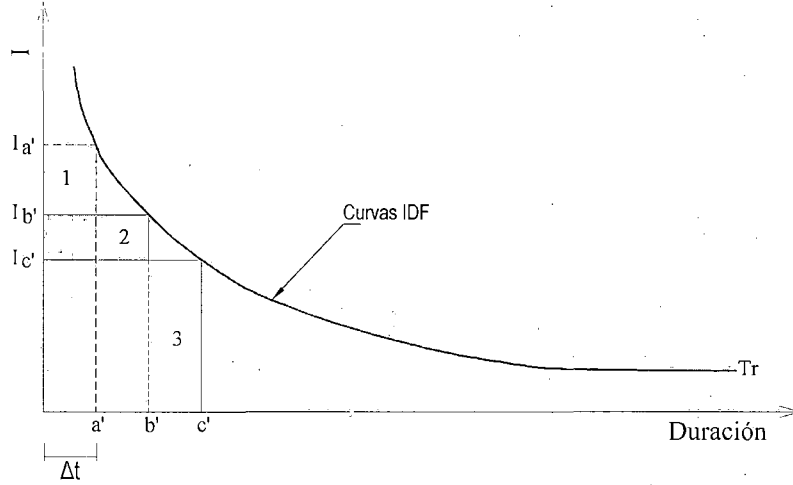


Figura 2.7: Método de los bloques alternados

Para el tiempo Δt , la cantidad de lluvia máxima es el dato directo de la curva IDF. Por tanto tenemos un bloque de lluvia con duración Δt minutos y con intensidad de precipitación la que indica la curva IDF.

$$P_{bloque1} = I_{a'} * D_{a'}$$

Para un tiempo $2\Delta t$, la cantidad de lluvia máxima corresponde al dato de la curva IDF, un bloque de lluvia de duración $2\Delta t$ minutos. Pero dentro de esos $2\Delta t$ minutos, admitimos que los Δt minutos más desfavorables corresponden a una precipitación igual al bloque de lluvia calculado en el primer paso. Luego para los segundos Δt minutos, el bloque de lluvia que incluiremos en nuestro hietograma de diseño será uno que produzca una precipitación igual a:

$$P_{bloque2} = I_{b'} * D_{b'} - P_{bloque1}$$

Para un tiempo $3\Delta t$, la precipitación del tercer bloque de Δt minutos de lluvia será:

$$P_{bloque3} = I_{c'} * D_{c'} - P_{bloque2}$$

Estos bloques de lluvia se van distribuyendo de forma alternada, alrededor del bloque de lluvia de mayor intensidad, uno a cada lado, o bien se redistribuyen en el

tiempo, dando al hietograma una forma acorde con el aspecto de las tormentas de la zona.

2.2.5. Factores de Diseño

Las intensidades de precipitación que se utilizan para el diseño de cada tramo de un sistema o subsistema de drenaje pluvial se determinan en base a los elementos siguientes:

- El periodo de retorno u ocurrencia.
- Tiempo de concentración.

2.2.5.1. Periodo de Retorno (T)

El período de retorno o intervalo de recurrencia, T , se define como el tiempo promedio en el cual un evento de cierta magnitud va a ser igualado o superado por lo menos en una ocasión; su determinación es función del grado de importancia que tenga la estructura, así como del grado de seguridad que desee dotársele. Por ejemplo, si se tiene un evento de diseño con una probabilidad de ocurrencia $P = 0.25$ y tomando un proyecto con una vida útil de 100 años se tendría entonces que de los 100 años que dure el proyecto, en 25 se excedería el evento de diseño. Por lo tanto, el tiempo promedio de recurrencia del evento es de $100/25 = 4$ años. Si P es la probabilidad, entonces:

$$T = \frac{1}{P} \quad (2.5)$$

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada T años, se le denomina Periodo de Retorno T . Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

2.2.5.2. Tiempo de Concentración (T_c)

Es el tiempo requerido para que una gota de agua circule desde el punto hidráulicamente más lejano hasta el punto de interés donde se evalúa un caudal determinado. Específicamente en una zona urbana puede expresarse como el tiempo necesario para que el agua fluya por las distintas superficies de las partes más

remotas de la urbanización, hasta el punto de salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues un mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

En una cuenca urbana el agua recorre habitualmente dos tipos de camino: uno superficialmente, hasta alcanzar alguna de las estructuras de captación y de ser captada en la red, y dos, por la propia red de drenaje. Las características de los dos caminos son radicalmente distintas. Por un lado la superficie de la ciudad, tejados, acera, cunetas, rigolas junto a bordillo, presentan un comportamiento más bidimensional, con un material más rugoso y un camino menos definido. Por el contrario, la red de drenaje presenta un tramo de drenaje muy bien definida, con sus conductos secundarios, primarios, donde el flujo es fundamentalmente de tipo unidimensional, y en general con materiales en las paredes más lisos que en la superficie.

En estas condiciones se suele dividir el tiempo de concentración en dos sumandos, a saber tiempo de entrada y tiempo de viaje:

$$t_c = t_{\text{entrada}} + t_{\text{viaje}} \quad (2.6)$$

2.2.5.2.1. Tiempo de Entrada.- Hasta que el agua entra en la red de drenaje, esta puede recorrer diferentes tipos de superficies y caminos. Cuando contamos con un terreno natural, el tiempo de entrada será estimado con ayuda de las mismas expresiones que se emplean para los estudios hidrológicos de cuencas rurales.

Si el terreno de escorrentía es más urbano, se puede aproximar el tipo de flujo creado por el denominado overland flow, típico de flujo en un plano. Dicho flujo puede ser descrito por una aproximación de tipo onda cinemática, expresando las ecuaciones de continuidad y de equilibrio de fuerzas.

2.2.5.2.2. Tiempo de Viaje.- El tiempo de viaje es el que tarda el agua en discurrir por el interior de la red. En primera aproximación podemos estimarlo como el cociente entre la longitud recorrida y la velocidad del agua:

$$t_{\text{viaje}} = \frac{L}{v} \quad (2.7)$$

La longitud recorrida se estima de los planos en planta de la red, pudiendo definirse con bastante precisión. La velocidad del agua dentro de la red no es conocida a priori. El valor de la velocidad depende de las condiciones geométricas de la red

(sección, pendiente, rugosidad) y también del caudal circulante. En la realidad el caudal circulante varía con el tiempo por lo que en consecuencia la velocidad no es un dato fijo. Para realizar una estimación de ese valor diversos procedimientos utilizan la velocidad correspondiente al caudal máximo de paso. Pero recordemos que el tiempo de concentración, y por tanto sus componentes tiempo de entrada y tiempo de viaje, se estima antes de realizar el estudio hidrológico, cuando aún no conocemos cual es el caudal máximo de circulación. Quiere ello decir que tal y como se verá en el desarrollo y aplicación del método racional, la estimación del tiempo de viaje por la red puede ser en algunos casos un proceso iterativo.

2.2.5.2.3. Relaciones Empíricas para la Obtención del Tiempo de Concentración.- El tiempo de concentración t_c de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca.

En la literatura sobre hidrología, es posible consultar en los libros de la referencia colecciones de fórmulas empíricas para la obtención del tiempo de concentración, cada uno de los cuales dispone de sus virtudes y restricciones y se debe tener en cuenta para su correcta aplicación:

- Kirpich (1940)

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (2.8)$$

Donde:

- ◆ L : Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.
- ◆ S : Pendiente promedio de la cuenca, m/m.

Desarrollada a partir de información del *SCS* en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10 %); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

- California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.9)$$

Donde:

- ◆ L : Longitud del curso de agua más largo, m.
- ◆ H : Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.

Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

- Izzard (1946)

$$t_c = \frac{525 \cdot (0.0000276 \cdot i + c) \cdot L^{0.33}}{S^{0.333} \cdot i^{0.667}} \quad (2.10)$$

Donde:

- ♦ i : Intensidad de lluvia, mm/h.
- ♦ C : Coeficiente de escorrentía del método racional.
- ♦ L : Longitud del flujo superficial, m.
- ♦ S : Pendiente de la superficie, m/m.

Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800

- Federal Aviation Administration (1970)

$$t_c = 0.7035 \cdot \frac{(1.1 - C) \cdot L^{0.5}}{S^{0.333}} \quad (2.11)$$

Donde:

- ♦ C : Coeficiente de escorrentía del método racional.
- ♦ L : Longitud del flujo superficial, m.
- ♦ S : Pendiente de la superficie, m/m.

Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad de ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

- Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Arón y Erborge (1973)

$$t_c = \frac{7 \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I^{0.4} \cdot S^{0.3}} \quad (2.12)$$

Donde:

- ♦ L : Longitud del flujo superficial, m.
- ♦ n : Coeficiente de rugosidad de manning.
- ♦ I : Intensidad de lluvia, mm/h.
- ♦ S : Pendiente promedio del terreno, m/m.

Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de Lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad - duración - frecuencia de una solución gráfica directa para t_c .

- Ecuación de retardo SCS (1973)

$$t_c = \frac{0.0136 \cdot L^{0.8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}} \quad (2.13)$$

Donde:

- ♦ L : Longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo) m.
- ♦ CN : Número de Curva SCS.
- ♦ S : Pendiente promedio de la cuenca, m/m.

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobrestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times t_{\text{tardo}}$ de la cuenca.

2.2.6. Pérdidas antes de la Escorrentía

En cualquier cuenca, no toda el agua que cae sobre ella va a escurrir. Una parte del agua va a ser interceptada por la vegetación, otra va a evaporarse, a infiltrarse o a almacenarse en las depresiones del suelo. Como una de las labores del Ingeniero es manejar el agua de escorrentía, el conocimiento de estos fenómenos es de vital importancia porque le va a permitir mayores o menores esfuerzos económicos y técnicos para alcanzar sus propósitos.

Los factores o componentes que contribuyen a disminuir la magnitud de la escorrentía en medio urbano antes de que ésta ocurra son:

2.2.6.1. Intercepción por la Vegetación

Estas pérdidas son las más difíciles de cuantificar, ya que dependen de múltiples factores como:

- Tipo de cobertura vegetal.
- Densidad.
- Estación.
- Condiciones climáticas anteriores a la lluvia.
- Naturaleza de la lluvia.

En la mayoría de los casos en hidrología urbana, donde el interés se centra en zonas impermeabilizadas con una pobre cobertura vegetal, no se toma en cuenta las pérdidas por interceptación o se integran a una pérdida inicial global.

2.2.6.2. Evaporación

En hidrología urbana no se toma en cuenta este factor, porque durante la lluvia, la atmósfera se satura rápidamente en agua y la evaporación es entonces casi nula.

2.2.6.3. Infiltración

El fenómeno de infiltración es muy complejo, ya que intervienen en él los siguientes factores:

- Características del suelo: Granulometría, porosidad, humedad, etc.
- Características de la vegetación.
- Condiciones climáticas.

Este fenómeno es muy importante en hidrología urbana porque limita y retarda la escorrentía que viene de las superficies permeables respecto a las superficies impermeables. Por esta razón, se debe considerar de la mayor importancia para planeación de un desarrollo urbano sostenible.

2.2.6.4. Almacenamiento en las Depresiones del Suelo

En este enfoque se considera que todas las depresiones del suelo deben estar colmatadas por el agua antes de que haya escorrentía. En este caso, se trata de estimar las pérdidas por un valor global obtenido a partir de observaciones de terreno.

2.2.7. Precipitación Efectiva

El exceso de precipitación, o precipitación efectiva (figura 2.8), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca siguiendo la pendiente natural, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca. La escorrentía se puede definir como la cantidad de agua de una tormenta que drena o escurre sobre la superficie del suelo. Cuando se produce, fluye a los cauces incrementando su volumen; a medida que llega agua de las partes más lejanas comienza suavemente a decrecer el caudal al poco tiempo de terminada la lluvia. La diferencia entre el hietograma de lluvia total que se observa y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por infiltración con algo de intercepción y almacenamiento superficial que no escurre por la superficie de la cuenca.

Los métodos para estimar la escorrentía a partir de la precipitación tratan de descontar de la lluvia caída sobre una cuenca todas aquellas pérdidas que se deben a factores tales como la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y el almacenamiento superficial.

En la práctica los componentes de las pérdidas son difíciles de separar y la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración y para efectos de cálculo del escurrimiento en problemas de drenaje urbano, se estiman en forma conjunta y se llama infiltración a la pérdida total. Estas pérdidas se pueden estimar con los siguientes métodos o criterios:

- Método de pérdida de tasa constante y pérdida inicial.

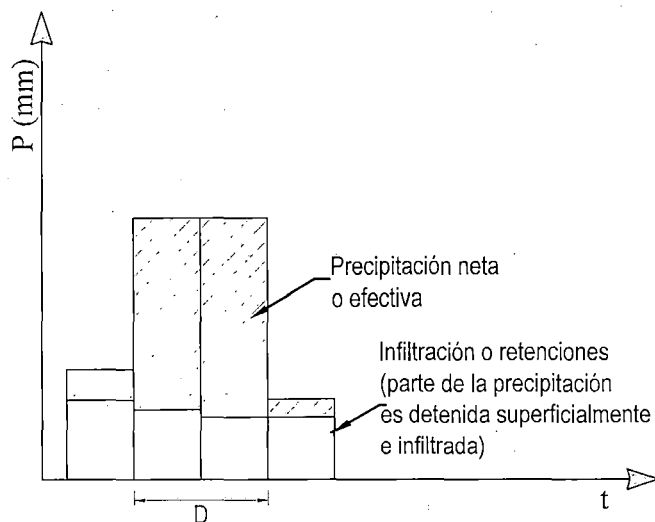


Figura 2.8: Precipitación efectiva o neta

- Método de pérdida del número de curva.
- Método de infiltración de Green y Ampt.
- Método de Horton.

De los métodos mencionados, el método que se adapta en una cuenca urbana es el método de número de curva.

2.2.7.1. Modelo del Número de Curva (CN) del SCS

La metodología del número de la curva (NC) desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos (1972), es el procedimiento más generalizado y fácil de adaptar a cualquier región para transformar la precipitación total en precipitación efectiva. De esta manera se constituye en una herramienta de gran valor para realizar estudios hidrológicos en cuencas hidrográficas, fundamentalmente cuando hay una deficiencia de registros extensos y confiables. Esta metodología requiere del conocimiento del tipo y uso de suelo de la cuenca en estudio y registros pluviográficos.

Este método se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de características del suelo, uso del mismo y de su cubierta vegetal. A partir de la representación de la precipitación (P) y precipitación efectiva (Pe) se obtuvo una familia de curvas que fueron estandarizadas para definir un número adimensional de curvas NC , que varía de 1 a 100 según sea el grado de escurrimiento directo. El NC igual a 1 indica que toda la lluvia infiltra y un NC de 100 representa el escurrimiento total de la precipitación.

El volumen de escurrimiento (P_e) depende del volumen de Precipitación (P) y del volumen de retención (F_a), donde F_a es la diferencia entre los volúmenes de precipitación y escurrimiento. Existe otro tipo de volumen de precipitación que se presenta al comienzo de la tormenta pero que no aparecerá como escurrimiento, a este volumen se le llama abstracción inicial (I_a). El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) asumió la siguiente relación precipitación - escurrimiento, que se esquematiza en la figura (2.9)

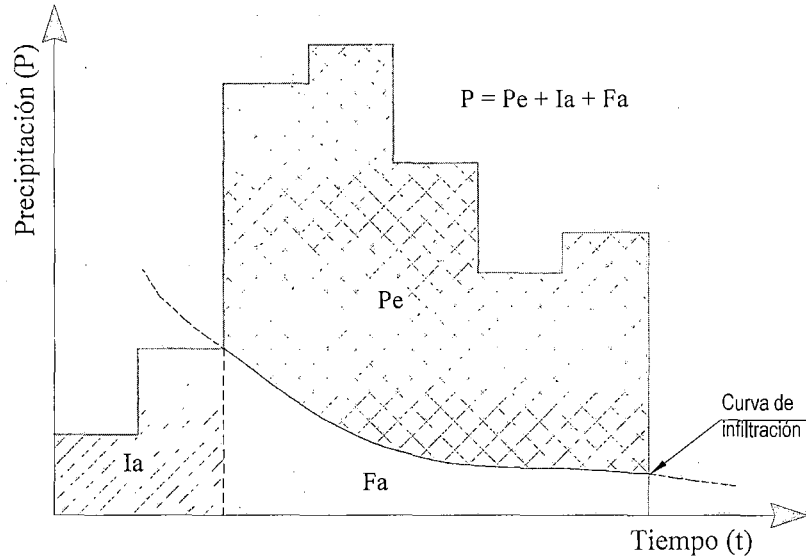


Figura 2.9: Relación entre precipitación, escurrimiento y retención

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.14)$$

En donde S es la retención máxima potencial. La retención (F_a), cuando la abstracción inicial (I_a) es considerada como:

$$F_a = (P - I_a) - P_e \quad (2.15)$$

La cual si se sustituye en la ecuación 2.14, se obtendrá:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.16)$$

Nuestro dato es P y nuestro objetivo es calcular Q . El procedimiento del número de curva permite estimar las dos variables que todavía restan, S e I_a , proponiendo una relación entre la capacidad de retención máxima del suelo y la composición y ocupación del mismo. Clasifica los terrenos asignándoles un número entre 0 y 100, al que denomina número de curva CN de manera que la retención máxima, expresada en mm, será:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (2.17)$$

La abstracción inicial está en función de características y uso de suelo. Un análisis empírico hecho por el SCS encontró que la mejor forma para estimar I_a era:

$$I_a = 0.2S \quad (2.18)$$

En estas condiciones, el cálculo de la lluvia neta se realiza mediante un único parámetro representativo del tipo y usos del suelo. Esta sencillez de operación es otro factor que ha servido para polarizar el procedimiento.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.85S} \quad (2.19)$$

Este método se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de características del suelo, uso del mismo y de su cubierta vegetal. A partir de la representación de la precipitación (P) y precipitación efectiva (P_e) se obtuvo una familia de curvas que fueron estandarizadas para definir un número adimensional de curvas NC , que varía de 1 a 100 según sea el grado de escurrimiento directo. El NC igual a 1 indica que toda la lluvia infiltra y un NC de 100 representa el escurrimiento total de la precipitación.

2.2.7.2. Estimación del Número de Curva

El número de curva para una cuenca puede estimarse, usando los cuadros 2.2 y 2.3, como una función de uso del terreno, tipo de terreno, y humedad antecedente de la cuenca. Con estas tablas y con el conocimiento del tipo y uso del suelo, puede encontrarse el valor del número de curva, NC .

Para una cuenca que consiste de varios tipos de suelos y usos de terreno, un número de curva compuesto es calculado como:

$$NC_{compuesto} = \frac{\sum A_i NC_i}{\sum A_i} \quad (2.20)$$

Donde:

- ♦ $NC_{compuesto}$: Número de curva compuesto usado para los cálculos del volumen de escorrentía.
- ♦ i : Índice de subdivisiones de la cuenca, por uso uniforme del terreno y tipo de suelo.
- ♦ NC_i : Número de curva para la subdivisión i .
- ♦ A_i : Área de drenaje de la subdivisión i .

Los números de curva (CN) han sido tabulados por el *Soil Conservación Service* con base en el tipo de flujo y el uso de la tierra. Se calcula el (CN) compuesto tomando en cuenta la Ecuación B.1.

Cuadro 2.2: Grupo de Suelo Hidrológico

Grupo	Textura del Suelo	Descripción
Grupo A	Arena profunda, suelos profundo depositados por el viento, limos agregados.	Bajo potencial de escurrimiento. Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas, con bueno a excesivo drenaje. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión del agua.
Grupo B	Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.	Suelos con moderada velocidad de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos con cantidades moderadas de texturas finas y gruesas, con drenaje medio y algo profundo. Son básicamente suelos arenosos.
Grupo C	Marga arcillosa, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.	Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, son suelos con texturas finas (Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas). Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.
Grupo D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.	Alto potencial de escurrimiento. Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel freático alto y permanente, suelos con estratos arcillosos cerca de su superficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables. Estos suelos tienen muy bajas velocidades de transmisión del agua.

Fuente: Urban Hydrology for Small Watersheds

Cuadro 2.3: Número de curva por grupo de suelo hidrológico

Descripción de cobertura		NC por grupo de suelo hidrológico			
Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Áreas im-perm.	A	B	C	D
Áreas Urbanas Completamente Desarrolladas					
Espacios abiertos (céspedes, parques, campos de golf, cementerios, etc.)					
Condición mala (Cubierta con grass <50 %)		68	79	86	89
Condición regular (Cubierta con grass 50 % a 75 %)		49	69	79	84
Condición buena (Cubierta con grass >50 %)		39	61	74	80
Áreas impermeables					
Estacionamientos pavimentados, techos, caminos de acceso		98	98	98	98
Calles y carreteras					
Pavimentado con cunetas y alcantarillados		98	98	98	98
Pavimentado: Zanjas abiertas		86	89	92	93
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89
Áreas Urbanas del desierto Occidental:					
Desierto natural (áreas permeables)		63	77	85	88
Desierto artificial		96	96	96	96
Distritos Urbanos					
Comercial y negocios	85 %	89	92	94	95
Industrial	72 %	81	88	91	93
Distritos Residenciales por tamaño de lote promedio)					
500,00 m2 ó menos (casas de ciudad)	65 %	77	85	90	92
1000,00 m2	38 %	61	75	83	87
1350,00 m2	30 %	57	72	81	86
2000,00 m2	25 %	54	70	80	85
4000,00 m2	20 %	51	68	79	84
8000,00 m2	12 %	46	65	77	82
Áreas Urbanas en Desarrollo					
Áreas nuevas en desarrollo (áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94

Fuente: Urban Hydrology for Small Watersheds

2.3. Modelos de transformación Precipitación - Es- correntía

Si consideramos la cuenca hidrológica objeto de estudio como un sistema dinámico, el proceso que se produce en ella desde el enfoque de la dinámica de sistemas sería la acción de una señal de entrada, la lluvia, que sufre una modificación debida a las características de la cuenca, proceso lluvia - escorrentía, para transformarse en una señal de salida como es el caudal.

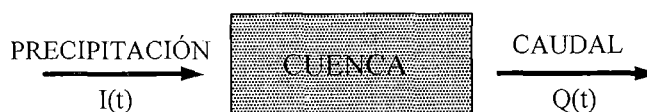


Figura 2.10: Esquema representado el comportamiento hidrológico de una cuenca

Al abordar el estudio hidrológico, se deberán tener en consideración las siguientes cuestiones para escoger acertadamente la metodología de estudio:

- La cuenca es totalmente urbana o presenta un componente de terreno natural.
- Las pendientes son homogéneas o no.
- El tipo de suelo y la ocupación del mismo son homogéneos o no.
- La red de drenaje es homogénea o no.

En función de las respuestas, se deberá tratar la cuenca mediante divisiones de ésta en subcuencas, de tal forma que sean homogéneas en los puntos anteriores.

Para abordar el análisis hidrológico a adoptar, tenemos dos opciones: cálculo de un caudal máximo en función de una lluvia o determinación de un Hidrograma asociado a dicha lluvia.

Esta última metodología es la más completa para realizar el análisis, puesto que permite conocer la evolución de caudales con exactitud a través del tiempo y del espacio. Por el contrario, esta metodología exige para poder llevarla a cabo, un mayor nivel de información previa que habrá que analizar si está disponible.

Actualmente, en hidrología urbana disponemos fundamentalmente de tres tendencias para el cálculo de estos hidrogramas:

- En el primer grupo encontramos los métodos **basados en la Hidrología Rural**. Principalmente son métodos basados en el hidrograma unitario, que es muy utilizado en cuencas rurales. En estas cuencas la linealidad en el tiempo no se cumple generalmente, además el tiempo final podrá ser en valores significativos más pequeños que $t_c + d$, entre un 15 y 20 % menores.

- El segundo grupo, pretende dar respuesta a la obtención del hidrograma mediante la esquematización general de los procesos que se desarrollan en el proceso de precipitación - repuesta de caudal , o dicho de otra manera mediante **modelos conceptuales**, que además, carecen de una relación física con lo que se observa. No pretende aportar una formulación matemática de los procesos de escorrentía en superficie ni de propagación, sino que propone la superposición del comportamiento de la zona de estudio, similar al de un esquema singular que resulte con un comportamiento lo más ajustado y parecido a la realidad.

Dentro de este grupo encontramos **el modelo de depósito** que asimila el comportamiento de nuestra cuenca a un depósito, donde la entrada será la intensidad de lluvia y la salida el caudal generado por esta.

- En el tercer grupo, tenemos una vertiente totalmente diferente a las vistas hasta ahora y que se pueden llamar **modelos físicos**. Este tercer grupo lo que busca es definir una base matemática que permita, mediante la utilización de todos detalles topográficos, dar una respuesta exacta del comportamiento del agua sobre la cuenca y en la red de drenaje. Así a diferencia con lo que hemos visto hasta ahora, se puede conocer exactamente el comportamiento de una gota de agua dentro de una cuenca sin necesidad de funciones de aproximación complementarias, sino sencillamente disponiendo de una buena topografía, con el detalle suficiente.

El desarrollo matemático utilizado para definir el desarrollo del agua sobre la cuenca y la obtención de los hidrogramas se realiza mediante la aplicación de las llamadas **ecuaciones de Saint-Venant**. Estas ecuaciones son ecuaciones complejas que describen perfectamente el comportamiento y rigen el movimiento de un fluido.

Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. El más popular es el del hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 30. También es posible la utilización modelos de depósito y, si el nivel de información es el adecuado, también se pueden usar modelos basados en las ecuaciones del movimiento del fluido, especialmente en zonas urbanas.

Para el desarrollo del modelo de transformación precipitación - escorrentía, se ha visto conveniente utilizar los siguientes métodos:

1. Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S.
2. Modelo de Onda Cinemática

2.3.1. Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario es un modelo de mayor uso en el estudio hidrológico de cuencas, normalmente usado en relación al escurrimiento directo del exceso de precipitación que inicialmente fue propuesto por Sherman en 1932.

Sherman clasificó la escorrentía total en escorrentía directa o superficial y en escorrentía subterránea o flujo base, pero para definir el HU sólo usa la primera.

Para la estimación de caudales máximos utilizando hidrogramas unitarios, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca y con los registros de precipitación que originaron el hidrograma.

El HU (hidrograma unitario) se define como aquél proveniente de la aplicación de una unidad (1mm) de precipitación efectiva (exceso de lluvia), generado uniformemente sobre el área de toda la cuenca a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Para ilustrar este concepto se muestra la Figura 2.11.

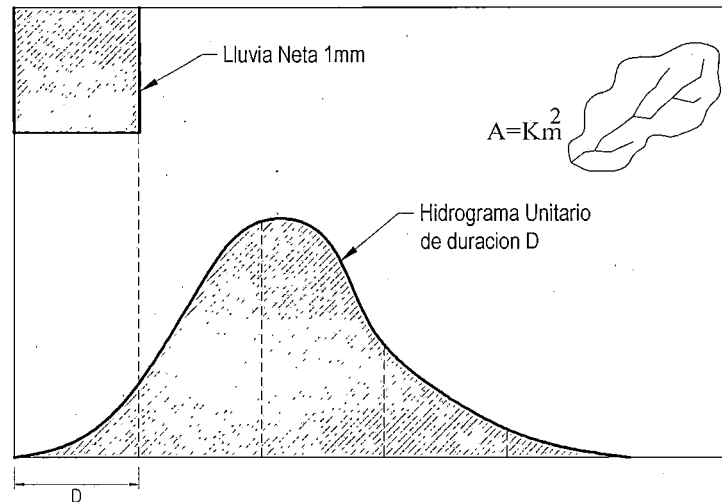


Figura 2.11: Hidrograma unitario

El método se basa en dos hipótesis:

1. La respuesta de la cuenca ante el proceso de escorrentía sigue un comportamiento lineal. Esto significa que son aplicables los principios de proporcionalidad y superposición.
2. No se tiene en cuenta la variabilidad temporal de las características de la cuenca, de manera que una misma lluvia efectiva produce siempre el mismo hidrograma de escorrentía directa.

Las condiciones que deben cumplirse en virtud de estas hipótesis son:

1. La lluvia efectiva tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva, esta condición exige que las tormentas sean de corta duración, ya que la tasa de lluvia efectiva sería mayor y aproximadamente constante en el tiempo, produciendo un hidrograma mejor definido, con pico único y tiempo base corto.
2. La lluvia efectiva está uniformemente distribuida a través de toda el área de drenaje, en virtud de esta condición, el área de drenaje no deberá ser muy grande o bien deberá ser subdividida en subcuencas de modo que se cumpla esta suposición. El orden de magnitud del límite superior que se maneja es de 300 a 400 km^2 (Martínez Marín 1994)

3. El tiempo base del hidrograma de escorrentía directa resultante de una lluvia efectiva de una duración dada es constante. Para que el comportamiento de la cuenca sea considerado lineal, es necesario asumir que los hidrogramas de escorrentía superficial generados por lluvias netas de igual duración tienen el mismo tiempo base, independientemente de la intensidad de dichas lluvias netas. Esta consideración se extiende también, lógicamente, al tiempo de punta. La información hidrológica real no es completamente lineal, pero los resultados obtenidos suponiéndola lineal son lo suficientemente aproximados para fines prácticos.
4. El hidrograma unitario de una duración determinada es único para una cuenca e invariante en el tiempo. Las características del cauce no deben tener cambios y la cuenca no debe tener almacenamientos apreciables (no debe tener embalses).

Principio de proporcionalidad

Para una lluvia efectiva de una duración dada, el volumen de lluvia, que es igual al volumen de escorrentía directa, es proporcional a la intensidad de dicha lluvia. Como los hidrogramas de escorrentía directa correspondientes a lluvias efectivas de la misma duración, tienen el mismo tiempo base, se concluye que las ordenadas de dichos hidrogramas serán proporcionales a la intensidad de la lluvia efectiva (Figura 2.12). Es decir:

$$\frac{Pe_1}{Pe_2} = \frac{ie_1}{ie_2} = \frac{Qe_1}{Qe_2} = k \quad (2.21)$$

Donde Pe es el volumen de lluvia efectiva, ie , la intensidad efectiva y Qe , el caudal de escorrentía directa.

Principio de superposición

Los caudales de un hidrograma total de escorrentía directa producidos por lluvias efectivas sucesivas pueden ser hallados sumando los caudales de los hidrogramas de escorrentía directa correspondientes a las lluvias efectivas individuales, teniendo en cuenta los tiempos en que ocurren tales lluvias.

La aplicación de los principios de proporcionalidad y superposición llevan a la definición de la llamada ecuación de convolución discreta.

La ecuación de convolución discreta, dado por la Ecuación 2.23, permite el cálculo de la escorrentía directa Q_n dado en un exceso de lluvia P_m y el hidrograma unitario U_{n-m+1} .

$$Q_n = \sum_{n=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.22)$$

Donde:

- ♦ Q_n : Ordenada del hidrograma de tormenta en el tiempo
- ♦ P_m : Profundidad de exceso de lluvia en un intervalo de tiempo $m\Delta t$ a $(m+1)\Delta t$
- ♦ M : Número total de pulsos de lluvia discreta.
- ♦ U_{n-m+1} : Ordenado de tiempo $(n-m+1)\Delta t$

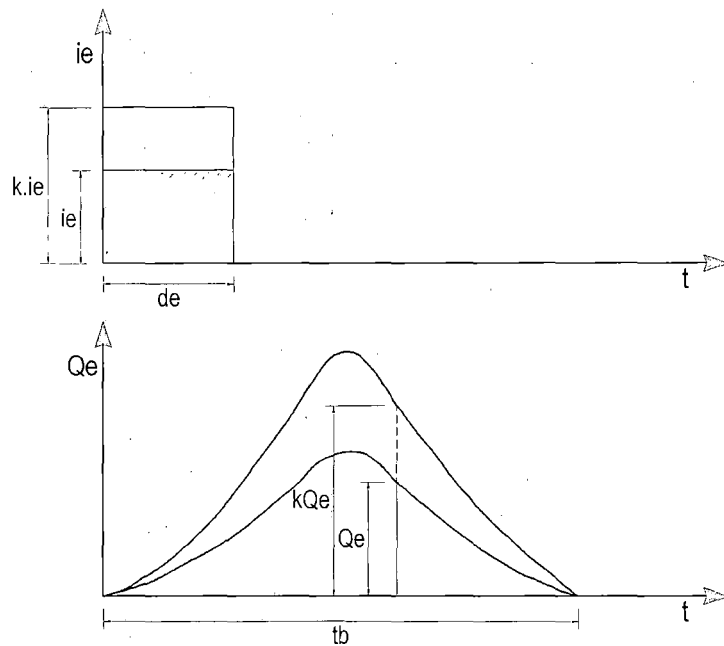


Figura 2.12: Aplicación del Principio de proporcionalidad del HU

- ♦ Q_n y P_m : Son expresiones de tasa de flujo y profundidad respectivamente, y U_{n-m+1} tiene dimensiones de tasa de flujo por unidad de profundidad.

El uso de esta ecuación requiere asunciones implícitas:

- El exceso de precipitación es distribuido espacialmente uniforme, con intensidad constante a lo largo de un intervalo de tiempo (Δt), como muestra la figura 2.12
- Linealidad en la respuesta. Si un hidrograma H es la respuesta en caudal a una lluvia I_1 , para una lluvia doble, igual a $2I_1$, la respuesta en caudal de la cuenca es $2H$.
- Aditividad de la respuesta, la respuesta de un suceso de lluvia I_1 más I_2 , es igual a calcular primero la respuesta en caudal ante una lluvia I_1 , después la respuesta en caudal ante la lluvia I_2 , y al final sumar los dos hidrogramas de respuesta. De acuerdo con esta asunción, el HU constituye un sistema lineal, por lo que se puede aplicar el principio de superposición, como se ilustra en la Figura 2.13, este principio es básico para la construcción y uso del HU, ya que es casi imposible encontrar en la práctica una tormenta uniforme de 1 mm de lluvia efectiva.
- Se asume exceso de precipitación de duración igual para producir hidrogramas con el tiempo base indiferente de la intensidad de la precipitación.

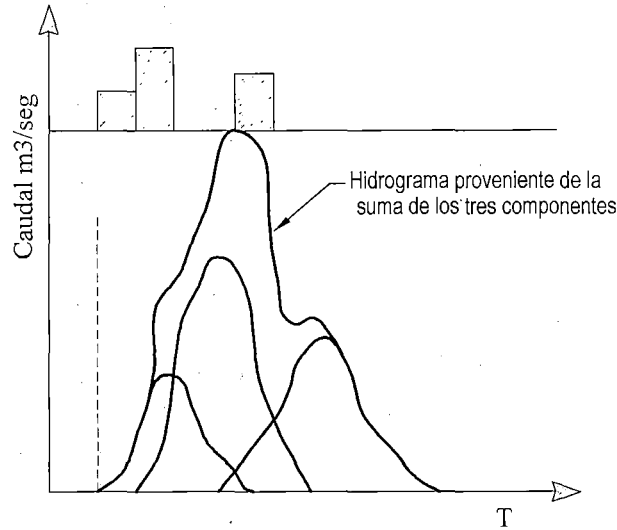


Figura 2.13: Principio de Superposición del HU

2.3.1.1. Deducción del Hidrograma Unitario

En el anterior apartado se vio que la ecuación de convolución discreta era:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.23)$$

Dados la lluvia efectiva P y el hidrograma de escorrentía directa de la cuenca Q , pueden deducirse las ordenadas del hidrograma unitario U mediante el proceso llamado de convolución.

Si existen M pulsos de precipitación neta y N pulsos de escorrentía directa, pueden escribirse N ecuaciones para Q_n , $n = 1, 2, \dots, N$, en términos de $N - M + 1$ valores desconocidos del hidrograma unitario:

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 U_1 \\ Q_2 &= P_2 U_1 + P_1 U_2 \\ Q_3 &= P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3 \\ &\vdots \\ Q_M &= P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M \\ Q_{M+1} &= 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1} \\ &\vdots \\ Q_{N-1} &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_M U_{N-M} + P_{M-1} U_{N-M+1} \\ Q_N &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_M U_{N-M+1} \end{aligned}$$

2.3.1.2. Cálculo matricial del Hidrograma Unitario

La ecuación de convolución discreta puede expresarse en forma matricial de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ P_3 & P_2 & P_1 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\ P_M & P_{M-1} & P_{M-2} & \dots & P_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & P_M & P_{M-1} & \dots & P_2 & P_1 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & P_M & P_{M-1} \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & P_M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_{N-M+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \vdots \\ Q_M \\ Q_{M+1} \\ \vdots \\ Q_{N-1} \\ Q_N \end{bmatrix}$$

$$[P] \cdot [U] = [Q]$$

Dados $[P]$ y $[Q]$, usualmente no existe solución para $[U]$ que satisfaga todas las N ecuaciones. Si se da una solución $[U]$ que da como resultado un $[\bar{Q}]$ estimado como:

$$[P] \cdot [U] = [\bar{Q}]$$

Que satisface todas las ecuaciones. Se busca una solución que minimice el error $[Q] - [\bar{Q}]$ entre los hidrogramas observado y estimado.

2.3.1.3. Hidrograma Unitario Sintético

La mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Por ello, es conveniente contar con métodos con los que puedan obtenerse hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos. Los hidrogramas unitarios sintéticos son: modelos de Clark, Snyder, Triangular y SCS, de los cuales el método más empleado es el hidrograma del SCS en su versión adimensional o triangular.

La metodología desarrollada por el Servicio de Conservación del Suelos - SCS (hoy Servicio de Conservación de Recursos Naturales de Estados Unidos - NRCS) ocupa un lugar en el "diseño hidrológico" por su practicidad, capacidad operativa y aceptables resultados, a medida que ha sido usada con más frecuencia y en un mayor número de escenarios. Los primeros trabajos del SCS se refieren principalmente a áreas cultivadas, luego se ha extendido a áreas naturales y urbanas.

La determinación del volumen de escurrimiento (precipitación efectiva) como resultado de una precipitación caída en un área dada, es función de numerosas variables: tipo y uso del suelo, pendiente, vegetación, porcentaje de cobertura, grado de humedad, temperaturas precedentes, etc. El SCS ha elaborado una metodología para la estimación de dicho escurrimiento comprobada en un gran número de cuencas de los Estados Unidos, Europa y América.

2.3.1.3.1. Modelo del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS

El Hidrograma Adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético donde el caudal se expresa por la relación del caudal Q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario T_p . Dados el caudal pico y tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada.

El Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S.; es una representación gráfica en el cual se expresa la relación del caudal con respecto al caudal pico (Q/q_p) y la relación del tiempo con respecto al tiempo de ocurrencia del pico (t/T_p) (Figura 2.14) y cuyas coordenadas de su respectiva gráfica se encuentran en la Tabla 2.4.

Para llegar a obtener el hidrograma unitario adimensional a partir de las coordenadas mostradas en la Tabla 2.4 para una cuenca en particular, bastaría con multiplicar las ordenadas por el caudal de pico (q_p) y las abscisas por el tiempo de pico (T_p).

La investigación realizada por el SCS sugiere que el tiempo de recesión (t_r) puede aproximarse como $1.67T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1cm (ó 1 pulgada). El pico del HU y tiempo pico del HU están relacionados:

$$q_p = 2.08 \frac{A}{T_p} \quad (2.24)$$

Donde:

- ♦ A : Área de la cuenca en km^2
- ♦ T_p : Tiempo pico en horas
- ♦ Q_p : Caudal pico en $m^3/s/cm$

El tiempo de ocurrencia del pico (también conocido como el tiempo de levantamiento), se relaciona a la duración de la unidad de exceso de precipitación como:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (2.25)$$

Donde:

- ♦ t_p : Duración de la lluvia efectiva.
- ♦ t_r : Tiempo de retardo.

El tiempo de retardo es considerado como el tiempo transcurrido entre la ocurrencia de una precipitación unitaria y la ocurrencia de una escorrentía unitaria.

El SCS sugiere que el tiempo de retardo del HU, t_r , se relaciona con el tiempo de concentración, t_c , como:

$$t_r = 0.6t_c \quad (2.26)$$

Cuadro 2.4: Coordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0.000	0.000	1.700	0.460
0.100	0.030	1.800	0.390
0.200	0.100	1.900	0.330
0.300	0.190	2.000	0.280
0.400	0.310	2.200	0.207
0.500	0.470	2.400	0.147
0.600	0.660	2.600	0.107
0.700	0.820	2.800	0.077
0.800	0.930	3.000	0.055
0.900	0.990	3.200	0.040
1.000	1.000	3.400	0.029
1.100	0.990	3.600	0.021
1.200	0.930	3.800	0.015
1.300	0.860	4.000	0.011
1.400	0.780	4.500	0.005
1.500	0.680	5.000	0.000
1.600	0.560		

Fuente: Apuntes de Clase, Leonardo S. Nanía

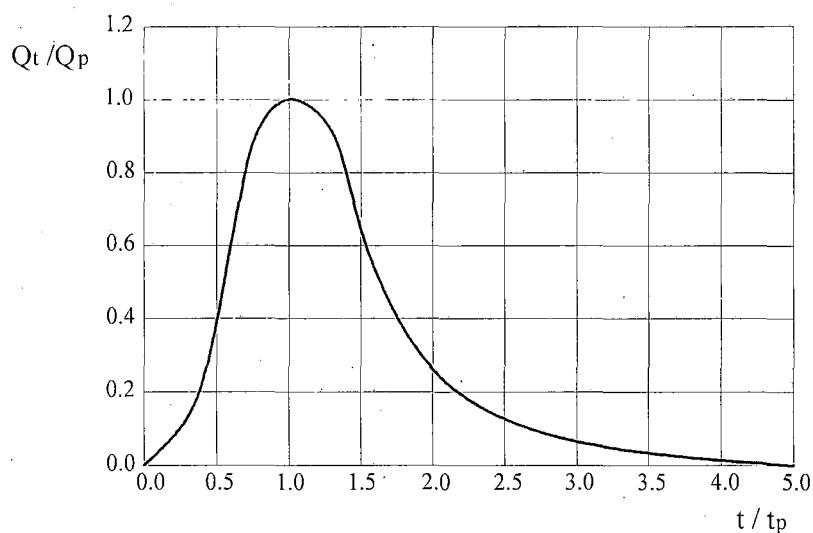


Figura 2.14: Hidrograma Unitario del SCS

2.3.2. Modelo de Onda Cinemática

La modelación del proceso de transformación lluvia-escorrentía también puede efectuarse a través de la aplicación de las ecuaciones del movimiento del agua sobre la superficie de la cuenca. Esto permite el conocimiento en detalle de las características del flujo sobre la superficie de la cuenca, pero como contrapartida, es necesario tener información de dicha superficie con el suficiente detalle espacial. La superficie de la cuenca es simulada a través de porciones de plano inclinado, definidos por una

rugosidad, una longitud, un ancho y una pendiente (Figura 2.15). El comportamiento del flujo sobre estos planos inclinados se considerará equivalente al comportamiento del mismo sobre la superficie de nuestra cuenca.

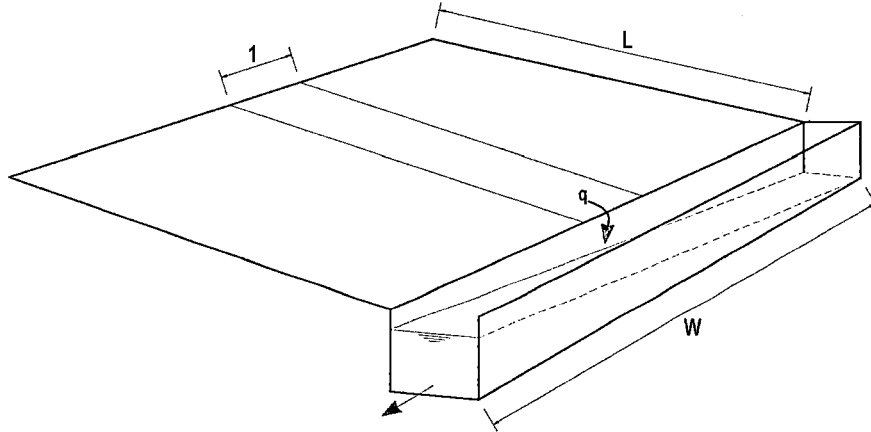


Figura 2.15: Esquema de planos inclinados para simular la esorrentía sobre la superficie de una cuenca

El movimiento del agua puede describirse a través de las ecuaciones del flujo no permanente (ecuaciones de Saint-Venant). Existe una simplificación de estas ecuaciones en función de considerar que sólo las fuerzas de gravedad y de fricción son relevantes en la descripción del movimiento, simplificación que se conoce como aproximación de la onda cinemática.

Analicemos el flujo en un plano inclinado permeable de rugosidad n y pendiente S_0 que se produciría como consecuencia de una lluvia de intensidad i uniforme sobre este plano y de una tasa de infiltración f también uniforme a través del plano. El caudal unitario q y el calado y , de dicho flujo, deben cumplir las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento (o equilibrio de fuerzas) siguientes:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f \quad (2.27)$$

$$q = \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{n} \quad (2.28)$$

Si derivamos la ecuación (2.28) de equilibrio de fuerzas con respecto al calado, nos queda:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{2/3} S_0^{1/2}}{3 n} \quad (2.29)$$

Que se transforma, previa multiplicación del numerador y denominador por el calado, la ecuación 2.29 en:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{5/3} S_0^{1/2}}{3 y n} = \frac{5 q}{3 y} = \frac{5}{3} v = c \quad (2.30)$$

Donde c es la celeridad con que se propaga una perturbación, en este caso una onda de caudal, por efecto exclusivo de la gravedad y de la fricción. Combinando esta ecuación con la de continuidad, podemos llegar a:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = c(i - f) \quad (2.31)$$

Que es una ecuación diferencial de primer orden en términos del caudal q . Si consideramos $c = dx/dt$, igual a la pendiente de una línea característica, se llega a que la derivada total de q en esa línea, es igual a la celeridad por la diferencia entre la intensidad i y la tasa de infiltración f :

$$\frac{\partial q}{\partial t} = c(i - f) \quad (2.32)$$

Para resolver la ecuación, puede recurrirse a esquemas numéricos en diferencias finitas, como el representado en la Figura 2.16.

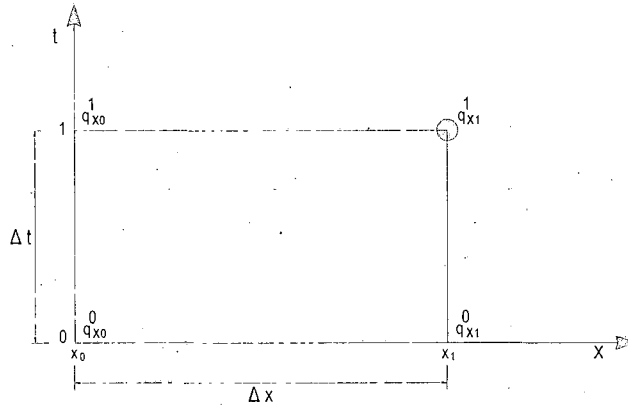


Figura 2.16: Esquema de solución en diferencias finitas para la aproximación de la onda cinemática.

Utilizando dicho esquema, la ecuación del movimiento quedaría:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + c \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = c(i - f) \quad (2.33)$$

Para resolver esta ecuación es necesario proveerle de sólo una condición de contorno, la de aguas arriba. En este caso se toma un caudal nulo en el extremo aguas arriba del plano.

Por su formulación, el modelo de la onda cinemática no es capaz de reproducir la influencia del flujo desde aguas abajo, lo que no debe preocupar, ya que estamos hablando de láminas de agua de, a lo sumo, pocos centímetros. Tampoco es capaz este modelo de reproducir los efectos de laminación o atenuación, aspecto que puede deducirse considerando nulos tanto la contribución de la precipitación, $i = 0$, como la de la infiltración, $f = 0$, con lo que la ecuación quedaría:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = 0 \quad (2.34)$$

Lo cual significa que el caudal es constante a lo largo de la línea característica.

El caudal unitario q obtenido de la aplicación de esta metodología es el resultante en el extremo aguas abajo del plano inclinado y será el que reciba, por ejemplo, el

cauce principal de nuestra cuenca si es rural o el colector de la red de drenaje pluvial en el caso de una cuenca urbana.

Como se vio al plantear las ecuaciones del movimiento, la información de la cuenca necesaria para aplicar este método sería, además de la intensidad de precipitación i , las características de la superficie de la cuenca (rugosidad y pendiente) y las características del suelo en el caso de que éste sea permeable, necesarias para calcular la tasa de infiltración.

Expresando la celeridad, c , en función del caudal, de la pendiente y del coeficiente de Manning, quedaría:

$$c = \frac{5}{3} q^{2/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \quad (2.35)$$

Que reemplazado en la ecuación 2.33 deducida anteriormente nos da:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + \left(\frac{5}{3} q^{2/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = \left(\frac{5}{3} q^{2/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) (i - f) \quad (2.36)$$

Resolviendo esta ecuación para cada punto de cálculo, obtenemos la evolución de los caudales en el tiempo y en el espacio.

2.4. Tránsito de Caudales

El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (Cauce o canal).

El curso de agua puede ser un río, una quebrada, un canal de riego o drenaje, etc., y el hidrograma de avenida puede resultar del escurrimiento producto de la precipitación y/o deshielo, descargas de un embalses etc. (Figura 2.17).

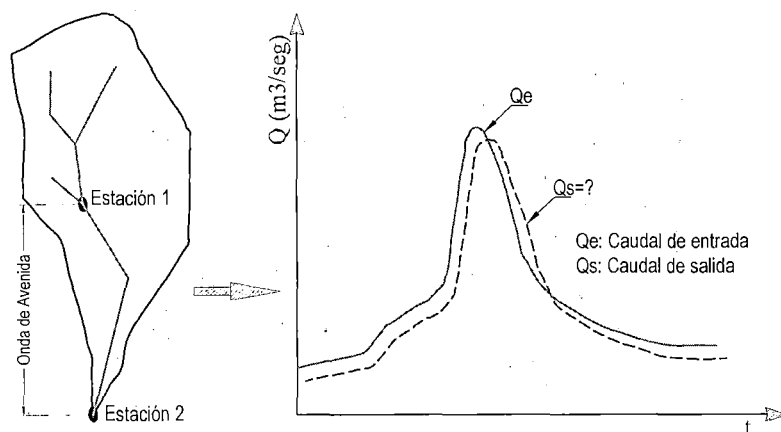


Figura 2.17: Tránsito de Avenida

Los métodos empleados para este cálculo se clasifican en dos categorías fundamentales: los hidrológicos y los hidráulicos.

Los hidrológicos, hacen uso de la ecuación de continuidad y desarrollan relaciones entre el volumen embalsado en el tramo o volumen de control considerado y la descarga a la salida del mismo. El flujo se calcula como una función del tiempo únicamente para todo un tramo a lo largo de un curso de agua. Estos métodos, de simple utilización, se usan normalmente integrados a modelos de lluvia-caudal (HEC - 1, ARHymo, HEC-HMS). Su exactitud es aceptable si no existe condiciones como remansos que invalidan su uso.

Los hidráulicos o hidrodinámicos, hacen uso de las ecuaciones diferenciales parciales de flujo no permanente en canales (ecuaciones de Saint Venant), en sus formas completas o simplificadas. El flujo se calcula también como una función de tiempo pero de manera simultánea en varias secciones transversales a lo largo del curso de agua. (Ver Figura 2.18).

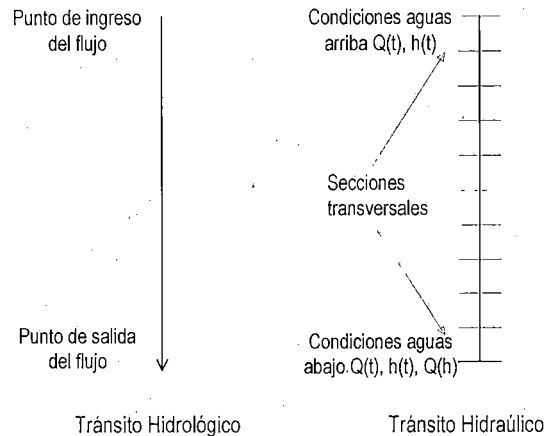


Figura 2.18: Métodos de tránsito

2.4.1. Tipos de tránsito de Caudales

2.4.1.1. Métodos Hidrológicos

Considerando flujo no permanente a lo largo de un curso de agua (Figura 2.18), en el cual la descarga de entrada $I(t)$ en el extremo aguas arriba y la descarga de salida $Q(t)$ en el extremo aguas abajo del curso de agua están en función del tiempo. Se aplica el principio de la conservación de la masa igualando la diferencia entre las descargas con el cambio de almacenamiento S en el intervalo de tiempo entre los extremos:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS}{dt} \quad (2.37)$$

Generalmente los diversos métodos existentes relacionan el almacenamiento S con I y/o Q mediante una función denominada de almacenamiento y del tipo empírica.

Entre las relaciones más simple se tiene $S = f(Q)$ ó $S = f(h)$, esto último implica la existencia de una relación directa entre la superficie de agua y el caudal o nivel a lo largo del cuerpo de agua, usualmente esta relación se utiliza en los casos de tránsito de flujo a través de un lago o reservorio.

La solución de la ecuación 2.37, es relativamente simple en comparación con los métodos de tránsito distribuido debido a que existen técnicas gráficas y matemáticas bastante conocidas.

Las limitaciones que tienen éstos métodos son la no posibilidad de describir el efecto de remanso así como también no son lo suficientemente exactos para transitar hidrogramas de rápido ascenso o lo largo de ríos con poco pendiente o para grandes embalses.

Entre los principales tipos de modelos, se pueden citar los siguientes:

- Método de Muskingum.
- Método de Muskingum - Cunge.
- Método de Puls Modificado.
- Método Working Research and Development (W.R.D).
- Método de Tirante Normal.

2.4.1.2. Métodos Hidráulicos

Los métodos hidráulicos, se basan en la solución de las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de masa y de cantidad de movimiento o versiones simplificadas de ellas. Si bien eran métodos conocidos, sólo la introducción de la computación digital, su avance en capacidad y velocidad, permitieron el uso de los métodos hidráulicos de tránsito de crecientes en ríos, en forma práctica dentro del diseño hidrológico profesional.

El flujo de agua a través del suelo y de los canales en una cuenca es un proceso distribuido porque el caudal, la velocidad y la profundidad varían en el espacio a través de la cuenca. Estimaciones de los caudales o niveles de agua en puntos importantes de sistema de canales pueden obtenerse utilizando un modelo de tránsito distribuido de crecientes. Este tipo de modelos está basado en ecuaciones diferenciales parciales (las ecuaciones de Saint - Venant para flujo unidimensional) que permite el cálculo de caudal y del nivel de agua como funciones del espacio y del tiempo.

El cálculo del nivel de agua de una crecienta es necesario porque este nivel delinea la planicie de inundación y determina la altura requerida por estructuras tales como puentes y diques; el cálculo de los caudales de crecienta también es importante, primero porque el caudal determina el nivel de agua, y segundo, porque el diseño de cualquier estructura de almacenamiento de la crecienta tal como un embalse de detención o estanque requiere de una estimación del hidrograma de flujo de entrada.

La ventaja de un modelo de tránsito distribuido de crecientes es que calcula el caudal y el nivel de agua simultáneamente y no por separado, de tal manera que el modelo aproxima mejor la naturaleza de flujo no permanente no uniforme propio de la propagación de la crecienta en el canal.

Los modelos de tránsito distribuido de crecienta pueden utilizarse para describir la transformación de lluvia en escorrentía en una cuenca para producir el hidrograma de flujo a la salida de ésta, y luego tomar este hidrograma como la información de entrada en el extremo de la corriente aguas arriba de un río o un sistema de tuberías y transitarlo hacia el extremo de la corriente aguas abajo. Los modelos distribuidos también pueden utilizarse para transitar flujos bajos, tales como los caudales de aguas de irrigación a través de un sistema de canales o de ríos. El proceso real de flujo en todas estas aplicaciones varía en las tres dimensiones espaciales; por

ejemplo, la velocidad en un río varía a lo largo y a lo ancho del mismo y también desde la superficie del agua hasta el lecho del río. Sin embargo, para muchas aplicaciones prácticas, las variaciones espaciales de la velocidad a lo ancho del canal y con respecto a la profundidad pueden ignorarse, de tal manera que el proceso de flujo pueden aproximarse como si variara solamente en una dimensión espacial, a lo largo del canal o en la dirección de flujo. Las ecuaciones de Saint - Venant, desarrolladas por primera vez por Barre de Saint - Venant en 1871, describen el flujo unidimensional no permanente en un canal abierto, que es aplicable en este caso.

2.4.2. Ecuaciones Básicas para el tránsito Hidráulico

En los métodos de tránsito se utilizan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento (momentum) para calcular las características del desplazamiento de la onda. Este par de ecuaciones conforman las así llamadas ecuaciones de Saint-Venant, escritas por primera vez por Barré de Saint Venant (1871) y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variable, como el rápidamente variable. Estas ecuaciones forman un sistema de ecuaciones diferenciales parciales, hiperbólicas, no lineales, del que no existe una solución analítica conocida. Por esto, y gracias al desarrollo de la informática en las últimas décadas, los esfuerzos han ido encaminados hacia la resolución mediante modelos numéricos.

Para el desarrollo de las ecuaciones de Saint Venant se efectúan las siguientes hipótesis:

- El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal del canal. Esto implica que la velocidad del agua es constante y que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje longitudinal del canal.
- Se supone que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
- El eje longitudinal del canal es aproximadamente una línea recta.
- La pendiente del fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo, es decir, los efectos de socavación y deposición son despreciables.
- Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que las relaciones tales como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.
- El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo.

A continuación se presentan las deducciones de las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento desarrolladas por Chow (1994).

2.4.2.1. Ecuación de Continuidad

Se definen primero los términos a ser utilizados en la deducción de la ecuación de continuidad y en la de cantidad de movimiento. Los mismos están definidos sobre la canalización esquematizada que se presenta a continuación, en las figuras 2.19, 2.20 y 2.21.

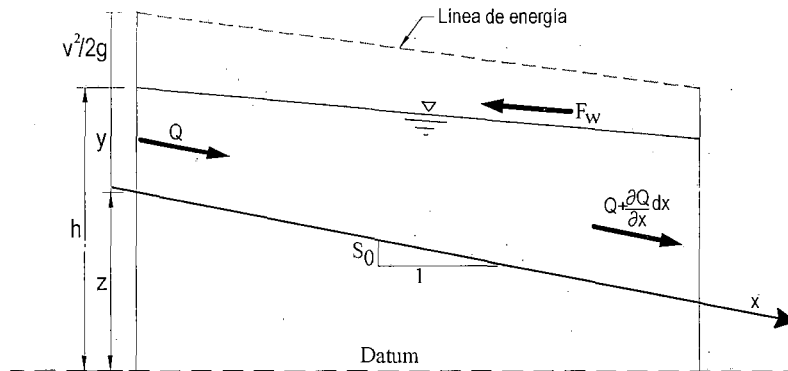


Figura 2.19: Definición de términos sobre el perfil longitudinal de la canalización

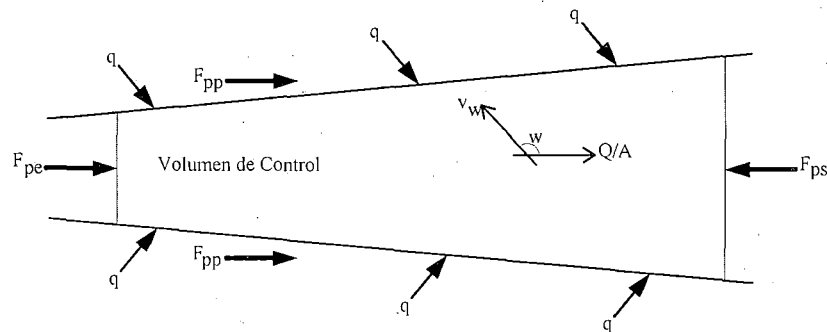


Figura 2.20: Definición de términos sobre la vista en planta de la canalización

Tomando como base la canalización esquematizada de las figuras, para el volumen de control (v.c.) individualizado, la ecuación de continuidad en régimen impermanente puede escribirse como:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{v.c} \rho \cdot dV + \iint_{s.c} \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} = 0 \quad (2.38)$$

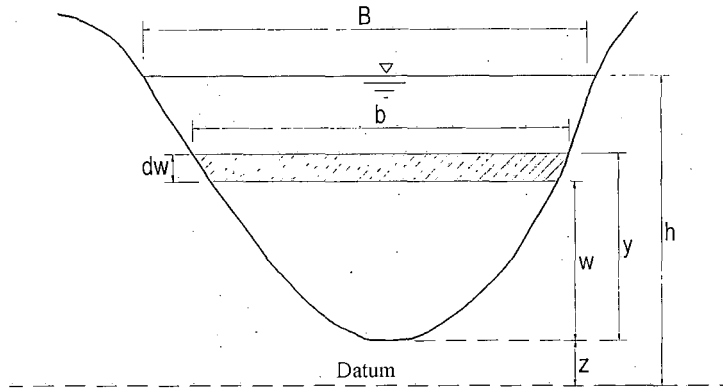


Figura 2.21: Definición de términos sobre la sección transversal de la canalización

Considerando que al volumen de control de longitud dx , entra un caudal Q a través de la superficie de control (s.c.) de aguas arriba y un caudal lateral uniformemente distribuido q , entonces:

$$\iint_{\text{entrada}} \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} = -\rho (Q + qdx) \quad (2.39)$$

Por otra parte, en el extremo de aguas abajo sale un caudal a través de la superficie de control:

$$\iint_{\text{salida}} \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} = \rho \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) \quad (2.40)$$

La variación de masa en el interior del volumen de control puede expresarse como:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{v.c} \rho \cdot dV = \frac{\partial (\rho \cdot A \cdot dx)}{\partial t} \quad (2.41)$$

Donde se usa la derivada parcial puesto que se está considerando un volumen de control fijo (aunque el nivel del agua puede variar en su interior).

Suponiendo que la densidad del fluido es constante, reemplazando en la ecuación 2.38 y reordenando, se llega a:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (2.42)$$

En donde:

- ♦ Q : Es el caudal.
- ♦ x : Distancia longitudinal a lo largo del canal.
- ♦ A : Área de la sección transversal al flujo.
- ♦ t : Tiempo.
- ♦ q : Flujo lateral de entrada o salida por unidad de longitud del canal.

Esta ecuación es válida tanto para un canal prismático como para uno no prismático.

Si se desprecia el caudal de aporte y se considera el flujo por unidad de ancho, entonces la ecuación de Saint-Venant queda:

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.43)$$

Donde el primer término representa la tasa de cambio de la profundidad, y el segundo y el tercer término están relacionados con el almacenamiento en prisma y en cuña respectivamente.

2.4.2.2. Ecuación de Cantidad de Movimiento

Usando el teorema del transporte de Reynolds, la segunda ley de Newton puede expresarse como:

$$\sum \vec{F} = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c} \vec{V} \cdot \rho \cdot dV + \iint_{s.c} \vec{V} \cdot \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (2.44)$$

Esta ecuación establece que la suma de las fuerzas aplicadas al volumen de control es igual a la tasa de variación de cantidad de movimiento a través de las paredes del volumen de control.

Las fuerzas que actúan sobre el volumen de control, en la dirección del movimiento (eje x) corresponden a las de gravedad F_g , de fricción F_f , de contracción o expansión F_e debido a los cambios abruptos de la sección transversal, del viento sobre la superficie libre F_w y de presión F_p de modo que:

$$\sum F = F_g + F_f + F_e + F_w + F_p \quad (2.45)$$

Para el volumen de control señalado en el figura 4.1, considerando que la pendiente de canalización, S_0 , es pequeña, entonces:

La fuerza de gravedad se escribe como:

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \cdot \sin \theta = \rho \cdot g \cdot A \cdot S_0 \cdot dx \quad (2.46)$$

La fuerza de fricción, debido al esfuerzo de corte en el fondo y las paredes, se expresa en función de la pendiente de la línea de energía, S_f , de modo que:

$$F_f = -\rho \cdot g \cdot A \cdot S_f \cdot dx \quad (2.47)$$

La fuerza debida a las expansiones o contracciones bruscas puede obtenerse en función de la pendiente de energía, S_e , que se obtiene para la pérdida singular, es decir:

$$F_e = -\rho \cdot g \cdot A \cdot S_e \cdot dx \quad (2.48)$$

donde, si K_e es el coeficiente de pérdida singular, entonces:

$$S_e = \frac{K_e}{2g} \cdot \frac{\partial(Q/A)^2}{\partial x} \quad (2.49)$$

La Fuerza cortante por el viento (F_w) se debe a la resistencia de fricción entre el viento y la superficie libre del agua.

$$F_w = \tau_w \cdot B \cdot dx \quad (2.50)$$

El esfuerzo cortante del viento está dado por:

$$\tau_w = \frac{-\rho \cdot C_f \cdot |V_r| \cdot V_r}{2} \quad (2.51)$$

V_r : velocidad relativa del fluido en la frontera

$$V_r = \frac{Q}{A} - V_w \cdot \cos \omega \quad (2.52)$$

Entonces la fuerza del viento resulta:

$$F_w = \frac{-\rho \cdot C_f \cdot |V_r| \cdot V_r \cdot B \cdot dx}{2} \quad (2.53)$$

La Fuerza de presión (F_p), en el figura 2.20 se observa que la fuerza de presión no equilibrada es el resultado de las fuerzas de presión que actúan en la sección de entrada (F_{pe}) y salida (F_{ps}) del volumen de control y de la fuerza de presión que se ejerce sobre las paredes (F_{pp}), es decir:

$$F_p = F_{pe} - F_{ps} + F_{pp} \quad (2.54)$$

Integrando resulta la fuerza hidrostática del extremo izquierdo:

$$F_{pe} = \int_0^y \rho \cdot g \cdot (y - w) \cdot b \cdot dw \quad (2.55)$$

La fuerza hidrostática en el extremo derecho del volumen de control es:

$$F_{ps} = \left(F_{pe} + \frac{\partial F_{pe}}{\partial x} \cdot dx \right) \quad (2.56)$$

Donde:

$$\frac{\partial F_{pe}}{\partial x} = \rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \int_0^y \rho \cdot g \cdot (y - w) \cdot \frac{\partial b}{\partial x} dw \quad (2.57)$$

La fuerza debida a los taludes del canal se relaciona con la tasa de cambio del ancho del mismo ($\partial b / \partial x$) a través del elemento dx .

$$F_{pp} = \left[\int_0^y \rho \cdot g \cdot (y - w) \cdot \frac{\partial b}{\partial x} dw \right] dx \quad (2.58)$$

Reemplazando los términos de las tres fuerzas (ecuación 2.55, 2.56, 2.58) en la ecuación 2.59 resulta:

$$F_p = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (2.59)$$

Finalmente la suma de todas las fuerzas actuantes (ecación 2.46, 2.47, 2.48, 2.50, 2.59), reemplazando en la ecuacion 2.45 resulta:

$$\sum F = \rho g A S_o dx - \rho g A S_f dx - \rho g A S_e dx - W_f B \rho dx - \rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (2.60)$$

Los términos de momentum en la parte derecha de la ecuación 2.44 representan la tasa de cambio de almacenamiento de momentum en el volumen de control y el flujo neto de salida de momentum a través de la superficie de control, respectivamente.

Flujo neto de salida de momentum, la tasa de entrada de masa en el volumen de control (ecuación 2.39) es $-\rho(Q + qdx)$, en donde se representa tanto el flujo de entrada de la corriente principal como el flujo de entrada lateral. El momentum correspondiente se calcula multiplicando las dos tasas de entrada de masa por sus velocidades respectivas y por un factor de corrección de momentum β .

$$\iint_{\text{entrada}} V \cdot \rho \cdot dA = -\rho(\beta \cdot V \cdot Q + \beta \cdot V_x \cdot q \cdot dx) \quad (2.61)$$

Donde $\rho\beta VQ$ es el momentum que entra desde el extremo de aguas arriba del canal, y $\rho\beta V_x q dx$ es el momentum que entra en el canal principal con el flujo lateral, que tiene una velocidad v_x en la dirección x . El término β se conoce como el *coeficiente de momentum o coeficiente de Boussinesq*; éste tiene en cuenta la no-uniformidad en la distribución de velocidad en la sección transversal del canal al calcular el momentum. El valor de β está dado por:

$$\beta = \frac{1}{V^2 A} \iint v^2 dA \quad (2.62)$$

Donde v es la velocidad a través de un pequeño elemento de área dA en la sección transversal del canal. El valor β varía desde 1.01 para canales prismáticos rectos hasta 1.33 para ríos que fluyen en valles de llanuras de inundación (chow, 1959; Henderson, 1966).

El momentum que sale del volumen de control es:

$$\iint_{\text{salida}} V \cdot \rho \cdot V \cdot dA = \rho \left[\beta V Q + \frac{\partial(\beta V Q)}{\partial x} dx \right] \quad (2.63)$$

El flujo neto de salida de momentum a través de la superficie de control es la suma de las ecuaciones 2.61 y 2.63.

$$\iint_{s.c} V \rho V dA = -\rho[\beta V Q + \beta v_x q dx] + \rho \left[\beta V Q + \frac{\partial(\beta V Q)}{\partial x} dx \right]$$

$$= -\rho \left[\beta v_x q - \frac{\partial (\beta V Q)}{\partial x} \right] dx \quad (2.64)$$

Almacenamiento de Momentum, la tasa de cambio de momentum almacenado en el volumen de control se calcula utilizando el hecho de que el volumen de canal elemental es $A dx$, luego su momentum es $\rho A dx V$ o $\rho Q dx$ y por consiguiente:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{v.c} V \rho dV = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} dx \quad (2.65)$$

Después de sustituir los términos de las fuerzas de (2.60) y los términos de momentum de (2.64) y (2.65) en la ecuación de momentum (2.44), se obtiene:

$$\begin{aligned} & \rho g A S_o dx - \rho g A S_f dx - \rho g A S_e dx - W_f B \rho dx - \rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx \\ &= -\rho \left[\beta v_x - \frac{\partial (\beta V Q)}{\partial x} \right] dx + \rho \frac{\partial Q}{\partial t} dx \end{aligned} \quad (2.66)$$

Dividiendo esta ecuación por ρdx , reemplazando V por Q/A y reordenando se obtiene la forma conservativa de la ecuación de momentum:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\beta Q^2/A)}{\partial x} + g A \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_o + S_f + S_e \right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad (2.67)$$

La profundidad y en la ecuación (2.67) puede reemplazarse por la elevación h de la superficie de agua, usando (véase la figura 2.19)

$$h = y + z \quad (2.68)$$

Donde z es la elevación del fondo del canal por encima de un datum tal como el nivel medio del mar. La derivada de la ecuación (2.68) con respecto a la distancia longitudinal a lo largo del canal x es:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \quad (2.69)$$

Pero $\partial z/\partial x = -S_o$, luego

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} - S_o \quad (2.70)$$

La ecuación de momentum puede expresarse ahora en términos de h usando la ecuación (2.70) en la ecuación (2.67):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\beta Q^2/A)}{\partial x} + g A \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad (2.71)$$

Las ecuaciones de Saint-Venant (2.42) para continuidad y (2.71) para momentum, son las ecuaciones que rigen el flujo unidimensional no permanente en un canal abierto.

2.4.3. Tipos de Tránsito Hidráulico

Las ecuaciones de Saint - Venant tiene varias formas simplificadas, cada una de las cuales definen un modelo de tránsito distribuido unidimensional. Aunque las fuerzas expresadas en la ecuación de momentum siempre están presentes en cualquier problema de hidrodinámica, puede darse el caso de que no todas sean relevantes. Esto hace que se puedan tener varios tipo de tránsito hidráulico de crecientes.

La variación de la ecuación (2.71) en sus formas conservativas despreciando flujo lateral, corte por viento y perdidas de *Eddy* y suponiendo que $\beta = 1$, resulta de la forma:

Ecuación de Momentum:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - gAS_o = 0 \quad (2.72)$$

De acuerdo a los términos que considere la ecuación de momentum se puede clasificar en los siguientes modelos de onda:

- **Modelo de onda cinemática:** el cual no tiene en cuenta los términos de aceleración local, aceleración convectiva y presión en la ecuación de momentum; es decir supone que $S_o = S_f$ y que las fuerzas de fricción y las fuerzas gravitacionales se balancean unas con otras.
- **El modelo de onda difusiva:** desprecia los términos de aceleración local y aceleración convectiva, pero incorpora el término de presión. Esta aproximación es la base del modelo de Muskingum - Cunge.
- **El modelo de onda dinámica:** considera todos los términos de aceleración y de presión en la ecuación de momentum.

2.4.4. Tránsito mediante el modelo de Onda Cinemática

Por ser este modelo el más utilizado en el tránsito hidráulico en redes, desprecia las aceleraciones locales y convectivas (el flujo no se acelera) y las fuerzas de presión. En este caso la ecuación de Saint - Venant de conservación de momentum se reduce a:

$$gAS_f - gAS_o = 0$$

$$S_f = S_o \quad (2.73)$$

Donde S_o es la pendiente del fondo del cauce en el tramo considerado, calculable a partir de información topográfica y S_f es la pendiente de fricción o de la línea de energía del flujo, calculable a partir de alguna fórmula de resistencia, como por ejemplo la de Manning.

Si expresamos la velocidad media del flujo a través de la ecuación de manning, el cual sería igual a:

$$Q = AV = A \frac{R^{2/3} S_o^{1/2}}{n} = A^{5/3} \frac{S_o^{1/2}}{nP^{2/3}} \quad (2.74)$$

Donde A es el área de la sección transversal y P es el perímetro mojado. Despejando A , tenemos:

$$A = \left(\frac{nP^{2/3}}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5} Q^{3/5} = \alpha Q^\beta \quad (2.75)$$

Donde hemos llamado:

$$\alpha = \left(\frac{nP^{2/3}}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$\beta = 3/5$$

Si derivamos A de la ecuación (2.75) con respecto al tiempo, nos queda:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha \beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (2.76)$$

Sustituyendo en la ecuación de la continuidad (2.77) en forma conservativa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.77)$$

Nos da:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (2.78)$$

Las ondas cinemáticas son resultado de cambios en el caudal, Q . La derivada total del caudal con respecto al espacio, x , es igual a:

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial x} \quad (2.79)$$

Comparando esta ecuación con la de la continuidad en su forma conservativa, vemos que son idénticas si:

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \quad (2.80)$$

y

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{1}{\alpha \beta Q^{\beta-1}} \quad (2.81)$$

Con lo que queda demostrado que:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA} = c_k \quad (2.82)$$

Que es la celeridad de la onda cinemática. Esto significa que un observador moviéndose a una velocidad c_k , vería que $dQ/dx = 0$, es decir, que el caudal es constante. Estas dos últimas ecuaciones son las **ecuaciones características** para una onda cinemática, es decir, dos ecuaciones diferenciales ordinarias que son matemáticamente equivalentes a las ecuaciones de la continuidad y de la cantidad

de movimiento.

Si derivamos el caudal, Q , con respecto al área, A , utilizando la ecuación de Manning, considerando n , S_o y P constantes, lo que es aproximadamente cierto cuando se trata de cauces mucho más anchos que profundos, podemos encontrar que la celeridad, c_k es igual a:

$$c_k = \frac{dQ}{dA} = \frac{5}{3} \left(\frac{S_o^{1/2}}{nP^{2/3}} \right) A^{2/3} \frac{A}{A} = \frac{5}{3} \left(\frac{S_o^{1/2}}{nP^{2/3}} \right) \frac{A^{5/3}}{A} = \frac{5}{3} \frac{Q}{A} = \frac{5}{3} V \quad (2.83)$$

Es decir, que la celeridad de la onda cinemática es superior a la velocidad media del flujo y utilizando la ecuación de Manning, igual a 5/3 la velocidad media del flujo.

Solución analítica de la onda cinemática

Para resolver el valor de Q en función del tiempo, a una distancia L del extremo aguas arriba del cauce, es necesario conocer las condiciones iniciales, es decir, el valor de Q en todo punto del espacio para $t = 0$ y las condiciones de contorno, es decir, el valor de Q en todo instante de tiempo para $x = 0$. Las condiciones iniciales podrían ser las de un caudal base uniforme a todo lo largo del cauce analizado en el instante $t = 0$ y las condiciones de contorno podrían ser las de un hidrograma de entrada en el extremo aguas arriba del cauce, en el punto $x = 0$.

Las ecuaciones características nos dicen que $dQ/dx = 0$, es decir, que el caudal es constante si nos movemos a una velocidad igual a la celeridad de la onda:

$$c_k = \frac{dx}{dt} \quad (2.84)$$

Lo que se intenta esquematizar en la Figura 2.22

Quiere decir, que en el modelo de la onda cinemática el caudal no se atenúa nunca. Si integramos la ecuación de la celeridad a todo lo largo del cauce, nos queda:

$$\int_0^L dx = \int_{t_o}^t c_k dt \Rightarrow L = c_k(t - t_o) \quad (2.85)$$

Luego el tiempo en el cual un caudal Q transitará desde el extremo aguas arriba del cauce hasta el extremo aguas abajo será:

$$t = t_o + \frac{L}{c_k} \quad (2.86)$$

En este caso particular las líneas características son rectas porque hemos considerado que el caudal no varía a lo largo del tramo del cauce, pero si existiera un caudal lateral de entrada o salida, estas líneas serían curvas.

1. Solución numérica lineal para la onda cinemática

La solución numérica para la onda cinemática consiste en resolver numéricamente, en cada uno de los puntos de una malla $x - t$, la ecuación:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (2.87)$$

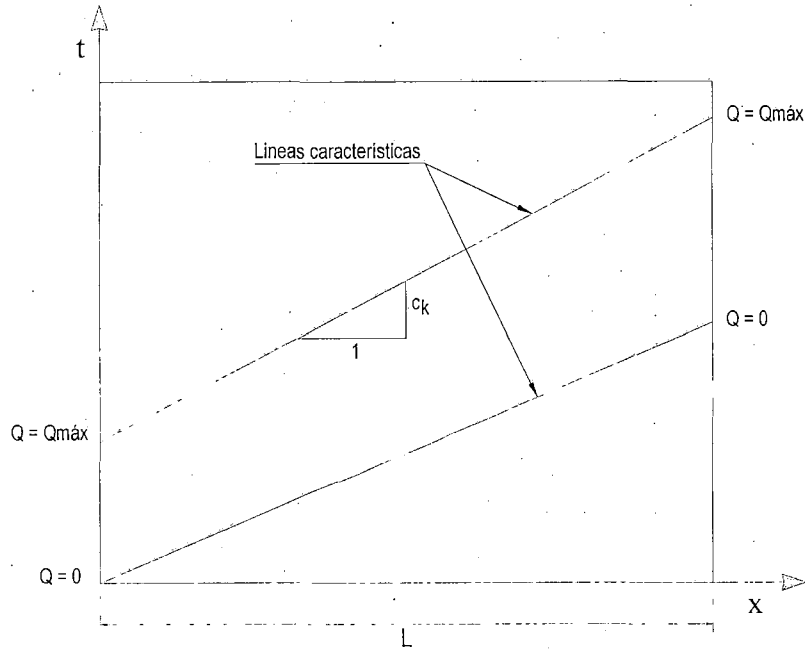


Figura 2.22: Tránsito de una onda cinemática a lo largo de un cauce de longitud L

Para unos parámetros α y β dados de un canal y unas determinadas condiciones iniciales y de contorno. Utilizando aproximaciones por diferencias finitas, para resolver el flujo en una malla $x - t$ tal como la mostrada en la Figura 2.23, la ecuación anterior quedaría:

$$\frac{Q_{x1}^1 - Q_{x0}^1}{\Delta x} + \alpha\beta \left(\frac{Q_{x0}^1 + Q_{x1}^0}{2} \right)^{\beta-1} \left(\frac{Q_{x1}^1 - Q_{x1}^0}{2} \right) = 0 \quad (2.88)$$

En la cual se resolvería el valor de Q_{x1}^1 en función de los valores conocidos, bien de las condiciones iniciales y de contorno o bien de los valores obtenidos en instantes de tiempo y espacio anteriores, Q_{x1}^0 y Q_{x0}^1 .

Este esquema de diferencias finitas mostrado es el llamado de diferencias finitas hacia atrás y necesita para ser resuelto sólo valores de aguas arriba. Por este motivo, el modelo es insensible a la influencia del flujo aguas abajo. Este esquema también se llama explícito, porque cada valor de la incógnita Q_{x1}^1 se calcula uno a uno en cada punto de la malla, y cuyo valor quedaría dado por:

$$Q_{x1}^1 = \frac{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{x0}^1 + \alpha\beta \left(\frac{Q_{x0}^1 + Q_{x1}^0}{2} \right)^{\beta-1} \right]}{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha\beta \left(\frac{Q_{x0}^1 + Q_{x1}^0}{2} \right)^{\beta-1} \right]} \quad (2.89)$$

Para que un esquema explícito sea estable, el tamaño de la malla de cálculo debe cumplir en todo momento con la condición de Courant-Friedrichs, que es necesaria pero no suficiente y está dada por:

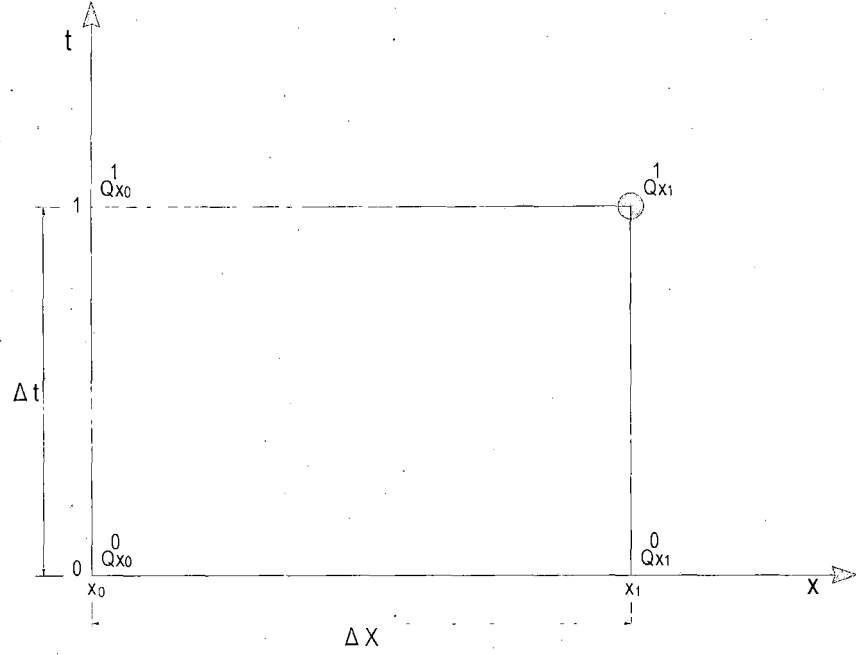


Figura 2.23: Esquema en diferencias finitas para resolver la ecuación de la onda cinemática

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{c_k} \quad (2.90)$$

2. Solución numérica no lineal para la onda cinemática

En el esquema no lineal, se resuelve por diferencias finitas la ecuación:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.91)$$

Utilizando la aproximación $A = \alpha Q^\beta$ para resolver A , quedando:

$$\frac{Q_{x1}^1 - Q_{x0}^1}{\Delta x} + \left(\frac{\alpha(Q_{x1}^1)^\beta - \alpha(Q_{x1}^0)^\beta}{\Delta t} \right) = 0 \quad (2.92)$$

Reordenando de tal manera que en el lado izquierdo quede la incógnita:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{x1}^1 + \alpha(Q_{x1}^1)^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{x0}^1 + \alpha(Q_{x1}^0)^\beta \quad (2.93)$$

Que es una solución no lineal de la incógnita Q_{x1}^1

2.4.5. Tránsito mediante el modelo de Onda Dinámica

2.4.5.1. Ecuaciones de Saint Venant

El comportamiento hidráulico de redes de alcantarillado operando bajo condiciones de flujo no permanente está descrito por las ecuaciones desarrolladas por Barré de Saint Venant. Estas ecuaciones son el resultado de la aplicación de los principios de continuidad y de conservación de momentum lineal sobre un volumen de control definido. Estas ecuaciones pueden ser expresadas de la siguiente manera:

1. Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.94)$$

2. Ecuación de momentum

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2.95)$$

El término correspondiente a la pendiente de fricción se determina mediante la aplicación de alguna de las ecuaciones de resistencia fluida como puede ser la ecuación de Manning:

$$S_f = \frac{n^2 P^{4/3} Q |Q|}{k_n^2 A^{10/3}} \quad (2.96)$$

Donde:

$$k_n = 1.0 m^{1/3}/s$$

2.4.5.2. Métodos de Solución de las Ecuaciones de Saint - Venant

Para resolver las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, se han utilizado diferentes esquemas numéricos, algunos de los cuales usan las ecuaciones completas y otros realizan simplificaciones en las cuales se desprecian los términos con menor contribución (E. Bladé y M. Gómez, 2006).

Entre estos esquemas se encuentran los métodos hidrológicos, que desprecian la ecuación del movimiento (entre los cuales destaca el método de Muskingum), el método de la onda cinemática, que sólo considera el término de fricción y de la pendiente de la solera en la ecuación del movimiento, el método de la onda difusiva que incluye además los términos de presión, y el método de la onda dinámica cuasi-permanente, que tan solo desprecia el término de la aceleración local (E. Bladé y M. Gómez, 2006).

Existen una gran variedad de técnicas numéricas para el tratamiento de las ecuaciones de Saint-Venant. Algunas de ellas, después de largo estudio se descartan debido a problemas de falta de realismo en los resultados, inestabilidad de la solución o excesivo tiempo de cálculo. Otras por el contrario parecen reflejar correctamente la realidad, y con un esfuerzo de cálculo aceptable. Cada método propuesto puede tener ventajas o desventajas en términos de convergencia, estabilidad, precisión y eficiencia.

Las principales técnicas numéricas que resuelven las ecuaciones completas de Saint Venant pueden clasificarse:

- **Método de las características:** tienen un gran significado físico, ya que aprovecha las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y el tiempo. Necesita incrementos de tiempo de cálculo muy pequeños y discretizaciones espaciales también reducidas. Presenta inconvenientes a la hora de representar flujo rápidamente variable para el cual pueden aparecer discontinuidades en la solución; aunque puede utilizarse tanto para régimen lento como para régimen rápido. Puede servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados poco fiables, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados, para cauces fluviales (E. Bladé y M. Gómez, 2006).
- **Método de las diferencias finitas:** pueden clasificarse en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas dependiendo de si el proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo lo hacen punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada instante.

Los métodos en diferencias finitas explícitos más utilizados han sido el esquema difusivo o esquema de Lax-Friedrichs, esquema Leap-Frog, esquema de McCormack y esquema Lambda. Estos esquemas presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los métodos en diferencias finitas implícitas se destaca el esquema de Preissmann o esquema de los cuatro puntos, muy utilizado en ríos. Dicho esquema proporciona resultados muy precisos en régimen lento, y permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Se ha utilizado también para flujo rápidamente variable, aunque en este caso el incremento de tiempo debe reducirse hasta valores similares a los de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades (E. Bladé y M. Gómez, 2006). Dicho esquema implícito en diferencias finitas es utilizado por varios programas comerciales.

- **Método de los elementos finitos:** Método que da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer en diferencias finitas por lo que para el caso unidimensional no es muy recomendado (E. Bladé y M. Gómez, 2006).

2.4.5.3. Esquemas de diferencias finitas implícitas

En los esquemas de diferencias finitas implícitas, los valores en el nivel de tiempo $n + 1$ así como en el nivel n se utiliza para aproximación de las derivadas en el espacio y tiempo y las variables dependientes de las ecuaciones de Saint Venant. Esta formulación no dará lugar a expresiones explícitas para evaluar las variables en $n + 1$; en cambio se obtendrían un conjunto de ecuaciones algebraicas no lineales.

Estas ecuaciones se resuelven simultáneamente para obtener los resultados en el nivel $n + 1$ de una sola vez.

Supongamos que la longitud total de un canal se divide en $N - 1$ tramos, como se muestra en la Figura 2.24. Entonces, para los cálculos en cualquier intervalo de tiempo se tendrá un total de $2N$ incógnitas: Q_i^{n+1} y y_i^{n+1} para $i = 1, 2, 3, \dots, N$. Vamos a escribir las ecuaciones de continuidad y momento en forma de diferencias finitas para cada tramo, resultando $2N - 2$ ecuaciones. Las otras dos ecuaciones para determinar las $2N$ incógnitas se obtendrán de las condiciones de contorno. Para flujo subcrítico, se utiliza una ecuación de contorno en cada una de las fronteras aguas arriba y aguas abajo. Para flujo supercrítico, ambas ecuaciones de frontera están en el extremo aguas arriba.

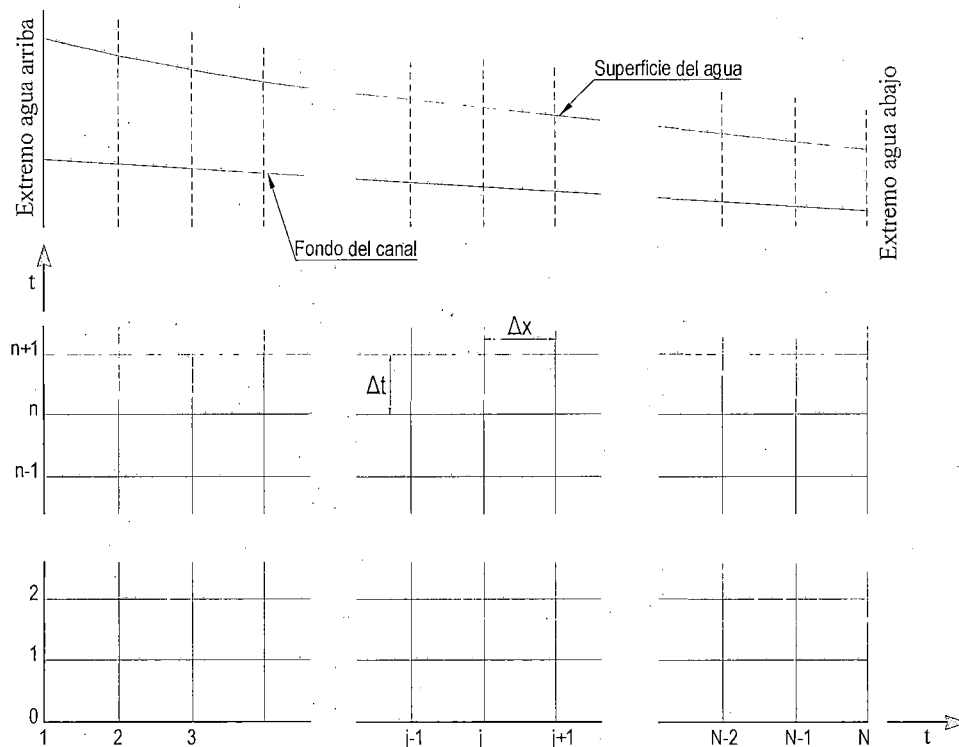


Figura 2.24: Malla de compute de diferencias finitas

Un esquema implícito de cuatro puntos, a veces llamado el método de Preissman, es desarrollado para resolver las ecuaciones de Saint Venant.

2.4.5.3.1. Obtención de Ecuaciones

Un tramo se refiere a un segmento de la longitud del canal entre dos nodos. En el método Preissmann, las siguientes aproximaciones se utilizan para el tramo de canal entre los nodos i y $i + 1$:

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t} \quad (2.97)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t} \quad (2.98)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\theta (Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1 - \theta) (Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{2x} \quad (2.99)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} \approx & \frac{\theta \left\{ [(Q_{i+1}^{n+1})^2/A_{i+1}^{n+1}] - [(Q_i^{n+1})^2/A_i^{n+1}] \right\}}{\Delta x} \\ & + \frac{(1 - \theta) \left\{ [(Q_{i+1}^n)^2/A_{i+1}^n] - [(Q_i^n)^2/A_i^n] \right\}}{\Delta x} \end{aligned} \quad (2.100)$$

$$A \frac{\partial h}{\partial x} \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(h_{i+1}^n - h_i^n)}{\Delta x} \quad (2.101)$$

$$A \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \quad (2.102)$$

$$\begin{aligned} AS_f \approx & \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{((S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1})}{2} \\ & + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{((S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n)}{2} \end{aligned} \quad (2.103)$$

Donde θ factor de ponderación entre 0 y 1. Un factor de ponderación de $\theta = 1$ da un esquema completamente implícito (Baltzer y Lai, 1968), y $\theta = 1/2$ produce el esquema de caja (Amein, 1968). Este método implícito de cuatro puntos es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1$, y aumenta la precisión si θ es 0.5 (Lai, 1986). Fread (1974) recomendó $\theta = 0.55$ para las ondas de flujo. Debido a que cuatro nodos (i, n) , $(i + 1, n)$, $(i, n + 1)$ y $(i + 1, n + 1)$ se utilizan para expresar las derivadas en el espacio y tiempo, este esquema generalmente se llama esquema implícito de cuatro puntos.

Sustituyendo las ecuaciones 2.97 y 2.99 en la ecuación 2.94, obtenemos la ecuación de continuidad en forma de diferencias finitas como:

$$\frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t} + \frac{\theta (Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1 - \theta) (Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{2\Delta t} = 0 \quad (2.104)$$

Del mismo modo, sustituyendo las ecuaciones 2.98 y 2.100 a 2.103 en la ecuación 2.95, obtenemos la ecuación de momento en forma de diferencias finitas como:

$$\begin{aligned} & \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t} + \theta \frac{\left\{ [(Q_{i+1}^{n+1})^2/A_{i+1}^{n+1}] - [(Q_i^{n+1})^2/A_i^{n+1}] \right\}}{\Delta x} \\ & + (1 - \theta) \frac{\left\{ [(Q_{i+1}^n)^2/A_{i+1}^n] - [(Q_i^n)^2/A_i^n] \right\}}{\Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{\Delta x} \\ & + g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(h_{i+1}^n - h_i^n)}{\Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{((S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1})}{2} \\ & + g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{((S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n)}{2} = 0 \end{aligned} \quad (2.105)$$

2.4.5.3.2. Ecuaciones de borde

Si se da un hidrograma aguas arriba, entonces la ecuación de frontera aguas arriba se escribe como:

$$Q_1^{n+1} - Q_{up}^{n+1} = 0 \quad (2.106)$$

Donde Q_{up}^{n+1} es el caudal aguas arriba en el nivel de tiempo $n + 1$. Asimismo si un canal transporta flujo subcrítico que termina en caída libre, se puede suponer que el flujo será crítico (o $F_r = 1$) en el borde. Entonces la ecuación de frontera aguas abajo se convierte en:

$$\frac{Q_N^{n+1} (T_N^{n+1})^{1/2}}{\sqrt{g (A_N^{n+1})^{3/2}}} - 1 = 0 \quad (2.107)$$

donde T = ancho superficial. Para canales largos, algunas veces se supone que el flujo sea normal en el extremo aguas abajo. En este caso la ecuación de frontera aguas abajo se escribe como:

$$(S_f)_N^{n+1} - S_0 = 0 \quad (2.108)$$

Donde S_0 = pendiente longitudinal del fondo de canal. Otras condiciones de frontera son también posibles. Si, por ejemplo, un vertedero se coloca en el extremo aguas abajo, la relación entre Q_N y A_N (o y_N) debe satisfacer la ecuación del vertedero en cualquier nivel de tiempo de $n + 1$.

2.4.5.3.3. Procedimientos de solución

Las cantidades desconocidas en ecuaciones en diferencias finitas implícitas son Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i = 1, 2, \dots, N$. El área A_i^{n+1} , y la pendiente de fricción $(S_f)_i^{n+1}$, se puede expresar en términos de Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} . Todos los otros términos son conocidos o de las condiciones iniciales o de los cálculos del nivel de tiempo anterior. Por lo tanto, las ecuaciones 2.104 y 2.105 se puede expresar simbólicamente como:

$$C_i [Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \quad (2.109)$$

y

$$M_i [Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \quad (2.110)$$

Donde C_i y M_i respectivamente, indican la forma de diferencias finitas de las ecuaciones de continuidad y momentum para alcanzar el flujo entre los nodos i y $i + 1$. Entonces, se denota la ecuación de frontera aguas arriba por B_1 , la ecuación de frontera aguas abajo por B_N , y escribir las ecuaciones 2.109 y 2.110 para todo el tramo, es decir para $i = 1$ a $(N - 1)$, se obtiene un total de $2N$ ecuaciones algebraicas no lineales con $2N$ incógnitas como:

$$\begin{aligned}
& B_1 [Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}] = 0 \\
& C_1 [Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\
& M_1 [Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\
& C_2 [Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_3^{n+1}, h_3^{n+1}] = 0 \\
& M_2 [Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_3^{n+1}, h_3^{n+1}] = 0 \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& C_i [Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \\
& M_i [Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \tag{2.111} \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& C_{N-1} [Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0 \\
& M_{N-1} [Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0 \\
& B_N [Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0
\end{aligned}$$

Podemos utilizar un método generalizado de iteración de Newton para resolver este conjunto de $2N$ ecuaciones simultáneas para $2N$ incógnitas Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i=1, 2, \dots, N$. El cálculo del procedimiento iterativo se inicia mediante la asignación de un conjunto de valores de prueba a las incógnitas Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i=1, 2, \dots, N$. La sustitución de estos valores de prueba en el lado izquierdo de las ecuaciones 2.111 dará los residuos $rB_1, rC_1, rM_1, rC_2, rM_2, \dots, rC_i, rM_i, \dots, rC_{N-1}$ y rM_N . Estos residuos son propensos a ser diferente de cero, ya que los valores de prueba asignados a las incógnitas no son probablemente las soluciones reales. Nuevos valores Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i=1, 2, \dots, N$ para la siguiente iteración se estima que los residuos se aproximen a cero.

Esto lo logramos mediante el cálculo de las correcciones Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i=1, 2, \dots, N$ de manera que el total de las funciones diferenciales $B_1, C_1, M_1, C_2, M_2, \dots, C_i, M_i, \dots, C_{N-1}, M_{N-1}$, y B_N son iguales a los negativos de los residuos calculados. En otras palabras:

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial B_1}{\partial Q_1^{n+1}} \Delta Q_1 + \frac{\partial B_1}{\partial h_1^{n+1}} \Delta h_1 = -r B_1 \\
& \frac{\partial C_1}{\partial Q_1^{n+1}} \Delta Q_1 + \frac{\partial C_1}{\partial h_1^{n+1}} \Delta h_1 + \frac{\partial C_1}{\partial Q_2^{n+1}} \Delta Q_2 + \frac{\partial C_1}{\partial h_2^{n+1}} \Delta h_2 = -r C_1 \\
& \frac{\partial M_1}{\partial Q_1^{n+1}} \Delta Q_1 + \frac{\partial M_1}{\partial h_1^{n+1}} \Delta h_1 + \frac{\partial M_1}{\partial Q_2^{n+1}} \Delta Q_2 + \frac{\partial M_1}{\partial h_2^{n+1}} \Delta h_2 = -r M_1 \\
& \frac{\partial C_2}{\partial Q_2^{n+1}} \Delta Q_2 + \frac{\partial C_2}{\partial h_2^{n+1}} \Delta h_2 + \frac{\partial C_2}{\partial Q_3^{n+1}} \Delta Q_3 + \frac{\partial C_2}{\partial h_3^{n+1}} \Delta h_3 = -r C_2 \\
& \frac{\partial M_2}{\partial Q_2^{n+1}} \Delta Q_2 + \frac{\partial M_2}{\partial h_2^{n+1}} \Delta h_2 + \frac{\partial M_2}{\partial Q_3^{n+1}} \Delta Q_3 + \frac{\partial M_2}{\partial h_3^{n+1}} \Delta h_3 = -r M_2 \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& \frac{\partial C_i}{\partial Q_i^{n+1}} \Delta Q_i + \frac{\partial C_i}{\partial h_i^{n+1}} \Delta h_i + \frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}^{n+1}} \Delta Q_{i+1} + \frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}^{n+1}} \Delta h_{i+1} = -r C_i \\
& \frac{\partial M_i}{\partial Q_i^{n+1}} \Delta Q_i + \frac{\partial M_i}{\partial h_i^{n+1}} \Delta h_i + \frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}^{n+1}} \Delta Q_{i+1} + \frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}^{n+1}} \Delta h_{i+1} = -r M_i \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}^{n+1}} \Delta Q_{N-1} + \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}^{n+1}} \Delta h_{N-1} + \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N^{n+1}} \Delta Q_N + \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N^{n+1}} \Delta h_N = -r C_{N-1} \\
& \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}^{n+1}} \Delta Q_{N-1} + \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}^{n+1}} \Delta h_{N-1} + \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N^{n+1}} \Delta Q_N + \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N^{n+1}} \Delta h_N = -r M_{N-1} \\
& \frac{\partial B_N}{\partial Q_N^{n+1}} \Delta Q_N + \frac{\partial B_N}{\partial h_N^{n+1}} \Delta h_N = -r B_N
\end{aligned} \tag{2.112}$$

Estas ecuaciones forman un conjunto de $2N$ ecuaciones algebraicas lineales con $2N$ incógnitas ΔQ_i y Δh_i para $i = 1, 2, \dots, N$. Omitiendo los superíndices $n + 1$ por razones de brevedad, este sistema de ecuaciones lineales se puede escribir en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix}
\frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial B_1}{\partial h_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
\frac{\partial C_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_1}{\partial h_1} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
\frac{\partial M_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial M_1}{\partial h_1} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & \frac{\partial C_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_2}{\partial h_2} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_2}{\partial h_3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & \frac{\partial M_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_2}{\partial h_2} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial M_2}{\partial h_3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial B_N}{\partial Q_N} & \frac{\partial B_N}{\partial h_N}
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
\Delta Q_1 \\
\Delta h_1 \\
\Delta Q_2 \\
\Delta h_2 \\
\Delta Q_3 \\
\vdots \\
\Delta h_4 \\
\Delta Q_5 \\
\Delta h_5
\end{bmatrix}
=
\begin{bmatrix}
-rB_1 \\
-rC_1 \\
-rM_1 \\
-rC_2 \\
-rM_2 \\
\vdots \\
-rC_4 \\
-rM_4 \\
-rB_5
\end{bmatrix}
\quad (2.113)$$

La solución de este sistema por cualquier método de inversión de la matriz, proporciona las correcciones a los valores de prueba de Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para la siguiente iteración. En otras palabras:

$$(Q_i^{n+1})_{k+1} = (Q_i^{n+1})_k + (\Delta Q_i)_k \quad (2.114)$$

$$(h_i^{n+1})_{k+1} = (h_i^{n+1})_k + (\Delta h_i)_k \quad (2.115)$$

Donde K y $(K + 1)$ indican los ciclos consecutivos de iteración. Este procedimiento se repite hasta que las correcciones se reducen a magnitudes tolerables. El número de iteraciones necesarias para alcanzar la solución de la exactitud deseada depende de la cercanía de los primeros valores de prueba con los resultados reales.

2.4.5.3.4. Elementos de la matriz de coeficientes

Calculamos los elementos de la matriz de coeficientes que se muestra en la ecuación 2.113 mediante la evaluación de las derivadas parciales del lado izquierdo de las ecuaciones en diferencias finitas (Ecuaciones 2.104 a 2.108 con respecto a las variables desconocidas que se busca. Por ejemplo, si la condición de frontera aguas arriba se da en la forma de la ecuación 2.106, y omitiendo el superíndice $n + 1$ para mayor claridad, se obtiene:

$$\frac{\partial B_1}{\partial Q_1} = 1 \quad (2.116)$$

y

$$\frac{\partial B_1}{\partial h_1} = 0 \quad (2.117)$$

Del mismo modo, supongamos que la condición de frontera aguas abajo se da en la forma de la ecuación 2.108. Recordando la expresión de la pendiente de fricción, S_f como:

$$S_f = \frac{n^2 P^{4/3} Q |Q|}{k_n^2 A^{10/3}} \quad (2.118)$$

Podemos escribir:

$$\frac{\partial B_N}{\partial Q_N} = \frac{\partial (S_f)_N}{\partial Q_N} = \frac{2n^2 P_N^{4/3} |Q_N|}{k_n^2 A_N^{10/3}} \quad (2.119)$$

y

$$\frac{\partial B_N}{\partial h_N} = \frac{\partial (S_f)_N}{\partial h_N} = \frac{n^2 Q_N |Q_N|}{k_n^2 A_N^{20/3}} \left(\frac{4}{3} P_N^{1/3} \frac{\partial P_N}{\partial h_N} A_N^{10/3} - \frac{10}{3} A_N^{7/3} \frac{\partial A_N}{\partial h_N} P_N^{4/3} \right) \quad (2.120)$$

Donde $\partial P / \partial h$ y $\partial A / \partial h$ son evaluados en base a la geometría de la sección transversal. La ecuación 2.104 es la ecuación de continuidad para el tramo comprendido entre los nodos i y $i+1$. Omitiendo los superíndices $n+1$ para mayor claridad, las derivadas parciales de la parte izquierda de esta ecuación son:

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_i} = -\frac{\theta}{\Delta x} \quad (2.121)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_i} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} \quad (2.122)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{\theta}{\Delta x} \quad (2.123)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \quad (2.124)$$

La ecuación 2.105 es la ecuación de momento para el tramo comprendido entre los nodos i y $i+1$. Omitiendo los superíndices $n+1$ para mayor claridad, las derivadas parciales del lado izquierdo de la ecuación 2.105 son:

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_i} = \frac{1}{2\Delta t} - \frac{2\theta Q_i}{A_i \Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_i}{\partial Q_i} \quad (2.125)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_i} = & \frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_i)^2}{(A_i)^2} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} - g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} \\ & + g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_i}{\partial h_i} \end{aligned} \quad (2.126)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta Q_{i+1}}{A_{i+1} \Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_{i+1}}{\partial Q_{i+1}} \quad (2.127)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}} = & -\frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_{i+1})^2}{(A_{i+1})^2} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \\ & + g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \end{aligned} \quad (2.128)$$

Con referencia a la ecuación 2.118, podemos evaluar las derivadas parciales de la pendiente de fricción, S_f , como:

$$\frac{\partial(S_f)_i}{\partial Q_i} = \frac{2n^2 P_i^{4/3} |Q_i|}{k_n^2 A_i^{10/3}} \quad (2.129)$$

y

$$\frac{\partial(S_f)_i}{\partial h_i} = \frac{n^2 Q_i |Q_i|}{k_n^2 A_i^{20/3}} \left(\frac{4}{3} P_i^{1/3} \frac{\partial P_i}{\partial h_i} A_i^{10/3} - \frac{10}{3} A_i^{7/3} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} P_i^{4/3} \right) \quad (2.130)$$

Donde $\partial/\partial h$ y $\partial A/\partial h$ son evaluados en base a la geometría de la sección transversal.

2.4.6. Selección de Métodos

Con el amplio espectro de técnicas de tránsito de avenidas, la selección del método está generalmente restringida por los datos disponibles, el nivel de detalle requerido, el tiempo y presupuesto disponible para el estudio. Aparte de estas condiciones, que normalmente limitan el problema, existen ciertos criterios que se pueden considerar:

- **Efectos de remanso:** Este efecto se puede producir por diversos factores: fluctuaciones de mareas, ingreso significativo de caudales de afluentes, presencia de estructuras que al reducir el canal, generan remanso (puentes, diques, alcantarillas). De los métodos hidrológicos expuestos sólo el PULS Modificado es capaz de incluir los efectos de remanso, mediante el cálculo de la relación cota/descarga. Los métodos hidráulicos, con excepción del de la onda cinemática, pueden tener en cuenta el efecto de remanso. El método de onda cinemática, no tiene en cuenta el remanso ya que supone flujo uniforme y una condición de borde aguas abajo del tirante normal.
- **Áreas inundables:** Las áreas o planicies inundables pueden llegar a ser muy significativas por su efecto de embalse. Los factores a evaluar para determinar el efecto real del área inundable en el hidrograma son: ancho del área, pendiente en la dirección lateral y el factor de resistencia relacionado con la vegetación. La modelación más adecuada se hace con modelos bidireccionales; en el caso particular de modelos unidireccionales (HEC-1, HMS, HEC-RAS) la técnica de modelación debe evaluar lo mejor posible, la variación de la capacidad de conducción del canal principal y de las áreas laterales inundables. En los modelos unidimensionales esto se logra calculando separadamente las condiciones hidráulicas del canal principal y de las áreas marginales inundables. En caso de aplicar Muskingum esta separación no es posible y los coeficientes X y K involucran el efecto combinado del canal y las márgenes inundables. Cuando se deben modelar ríos que discurren en extensas planicies de muy baja pendiente (planicies inundables) las condiciones que hipotizan los modelos unidimensionales no son aceptables, ya que existe una fuerte componente de flujos y velocidades laterales. En estas condiciones no es raro encontrar velocidades

en la dirección lateral o transversal (a través de la planicie) que llegan a ser predominantes sobre aquellas longitudinales en la dirección del río. En estos casos los modelos bidimensionales son más adecuados (Ejemplo modelo Sobek, Iber 2.1).

- **Pendiente del canal y características del hidrograma:** La pendiente afecta en forma directa la velocidad de la onda y también el nivel de atenuación. En ríos de fuertes pendientes y régimen supercrítico, la atenuación es débil, al contrario de lo que ocurre en ríos de pendientes suaves.

Los métodos hidráulicos dinámicos (solución completa de Saint Venant) pueden considerar, en general, pendientes suaves o fuertes. Cuando las pendientes son muy bajas, los métodos hidrológicos o hidráulicos de soluciones no completas (onda cinemática) fallan. Por ejemplo, en pendientes menores de 1.9 m/km. no se debería aplicar el método de onda cinemática.

En general, se puede decir que la combinación de la pendiente del canal y el tiempo del incremento del caudal en la rama ascendente del hidrograma de la creciente son factores que combinados definen el método a usar. Así, hidrogramas cuya rama ascendente sea muy empinada, tienen serias limitaciones en la aplicación de métodos de la onda de difusión, debido a que estos no incluyen los términos de aceleración de la ecuación de energía de Saint Venant (Ponce et al, 1978).

En ríos donde el tramo recibe tributarios, si los efectos de remanso no son significativos, cualquier método se puede aplicar dentro de las condiciones previamente especificadas. En caso contrario, es necesario aplicar métodos hidráulicos de onda dinámica.

Otro criterio a tener en cuenta es el régimen de flujo (subcrítico o supercrítico). Es frecuente en ríos de cierta pendiente que en situaciones de crecientes el régimen pasa alternativamente de subcrítico a supercrítico y viceversa. Si el tramo de régimen supercrítico es largo, se deberá separar el cálculo en dos tramos, uno subcrítico y otro supercrítico y esto es posible de manejar en modelos hidráulicos. Si el tramo supercrítico es corto, no será necesario tratarlo separadamente.

Los métodos hidrológicos no tienen en cuenta el tipo de régimen (subcrítico o supercrítico), ya que trabajan con caudales y volúmenes (ecuación de continuidad). Sin embargo, cuando lo importante son caudales y no tirantes, los métodos hidrológicos pueden usarse.

En el Cuadro 2.5 se presenta un síntesis del tipo de método a usar según las condiciones existentes.

Cuadro 2.5: Resumen de selección de métodos (adaptado de ASCE, 1997)

Condiciones Existentes	Métodos apropiados	
	Hidráulicos	Hidrológicos
No hay hidrograma medido en el borde de aguas abajo como para calibrar parámetros	- Onda dinámica - Onda de difusión - Onda cinemática	- Muskingum-Cunge
Marcado efecto del remanso que afecta el hidrograma de descarga del tramo	- Onda dinámica - Onda de difusión	- PULS modificado - Working Research and Development
Inundación de márgenes y planicie inundable	Todos los métodos hidráulicos e hidrológicos que permitan separar las propiedades hidráulicas del canal principal de las áreas marginales (Muskingum no es adecuado)	
Pendiente del canal mayor de 1.90 m/km	Todos los métodos hidráulicos e hidrológicos mencionados	
Pendiente del canal entre 1.90 y 0.38 m/km	- Onda dinámica - Onda de difusión	- Maskingum-Cunge - PULS modificado - Muskingum
Pendiente del canal menor de 0.38 m/km	- Onda dinámica - Onda de difusión	- Maskingum-Cunge (No usar los otros métodos mencionados)

Fuente: Diseño Hidrológico, Sergio Fattorelli y Pedro C. Fernández

2.4.7. Modelos en Cuencas Urbanas

La modelación hidrológica de cuencas urbanas se inició de la hidrología de cuencas en general, a partir de fines de la década del 60 del siglo pasado y más precisamente en la de 70 que se convierte en una rama desarrollada.

El análisis y la investigación debe determinar parámetros adecuados y desarrollar métodos, pero es tarea del propio investigador producir herramientas y métodos simples de aplicación práctica para el ingeniero de diseño.

- Modelo "Storm Water Management Model" (SWMM) de la "Environmental Protection Agency" de USA. La agencia EPA, el Cuerpo del ingeniero del Ejército y el "Road Research Laboratory" del Reino Unido, fueron organismos líderes en la investigación y desarrollo de métodos y modelos de Hidrología Urbana. El SWMM, fue desarrollado en el laboratorio del EPA, desde 1969 al 1970, la Versión I data de 1971 y la actual es la versión 5 del 2005.

El SWMM es un modelo dinámico de simulación de precipitación-escorrentía, para el cálculo tanto de la cantidad, como la calidad de aguas provenientes principalmente de áreas urbanas.

- Modelo HEC-1; HEC-HMS, poseen una rutina de onda cinemática para el tránsito de onda y el cálculo de flujo superficial.

El método se basa en la ecuación de energía de Saint-Venant aproximada a la condición de flujo permanente uniforme. Si el flujo es permanente y uniforme, la ecuación de Manning o Chézy son válidas y la pendiente de fricción es igual a la del fondo del canal.

La aproximación de la onda cinemática es muy buena para modelar flujo superficial con profundidades pequeñas o flujos normales de pendiente moderadamente empinada. Su uso, se ha generalizado en la modelación de cuencas urbanas, donde la representación de la cuenca es fácilmente adaptable a elementos geométricos definidos.

- Modelo AR-Hymo.
- Y otros modelos comerciales de diseño de desagüe pluviales urbanos.

2.5. Flujo en Cunetas y Diseño de Sumideros

2.5.1. Flujo en Cunetas de Secciones Uniformes

El flujo en las cunetas es un flujo de canal abierto que tiene una superficie libre que está sometida a la presión de la atmósfera.

Las cunetas son obras complementarias de drenaje superficial que sirve para recoger y conducir las aguas lluvias en vías urbanas hacia las zonas bajas donde los sumideros captarán el agua para conducir en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

2.5.2. Transformación Lluvia Caudal en Calles y Veredas

En las calles de una ciudad, según la topología estándar de ciudad, estará constituida por un lado las veredas de circulación peatonal, generalmente elevadas a una cota superior mediante el bordillo, y por otro lado el elemento principal, que es la calzada para vehículos.

Si consideramos que la calle generalmente está definida con un eje de simetría que se encuentra en el eje de la calzada, podemos reducir nuestro sistema a dos plataformas paralelas con una misma pendiente longitudinal, la de la calle y con pendientes transversales diferentes pero que se unen en una misma línea que es por donde discurre nuestro cauce.

En resumen podemos definir nuestro sistema como dos planos inclinados con un ancho concreto cada uno que vierten agua en toda su longitud al canal central por donde se propaga nuestro caudal, tal como se puede apreciar en el esquema adjunto.

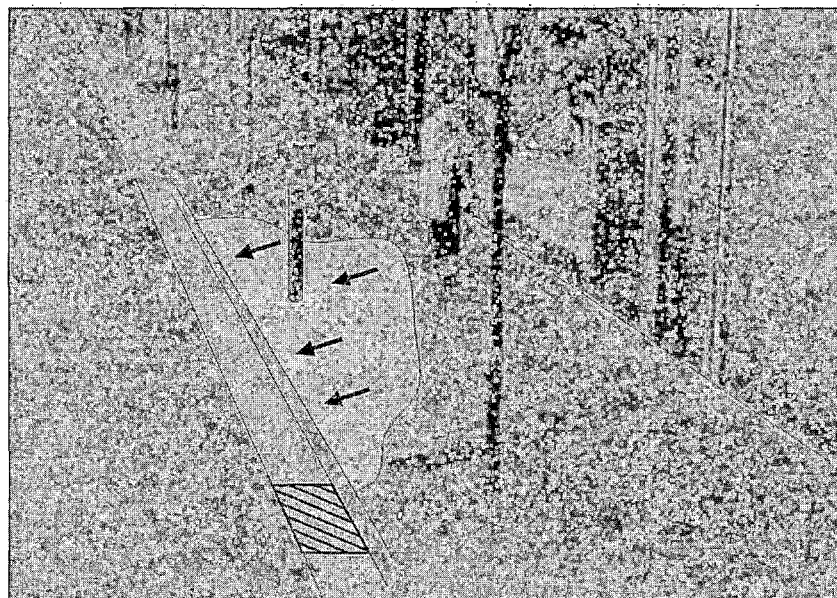


Figura 2.25: Transformación lluvia - caudal, escorrentía sobre vereda

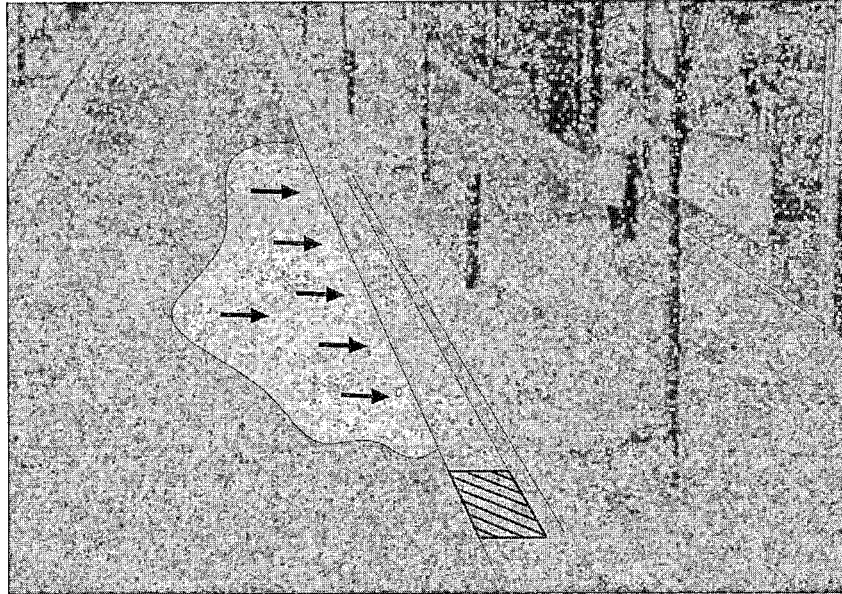


Figura 2.26: Transformación lluvia - caudal, escorrentía sobre la calzada

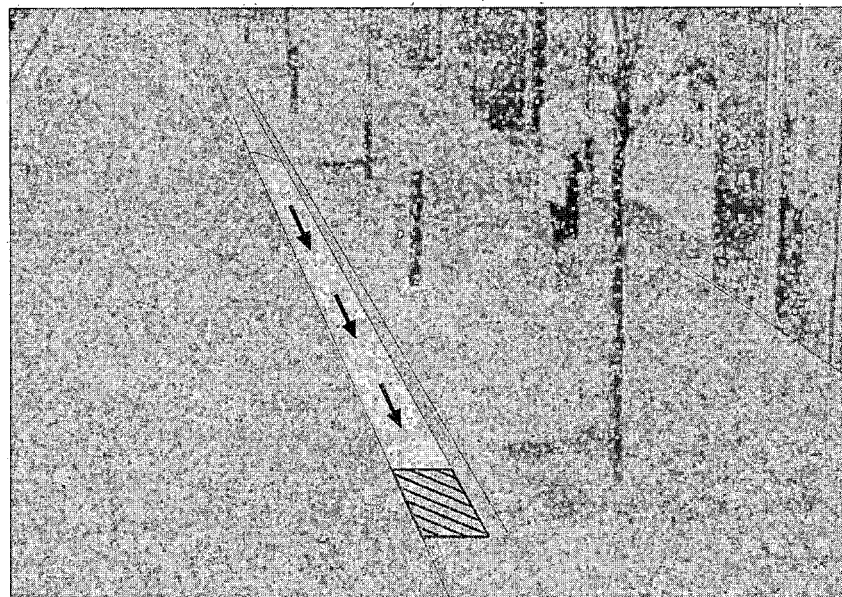


Figura 2.27: Propagación de caudal por la cuneta

Si recordamos la definición expuesta para el uso de los modelos planteados, observamos que se corresponde perfectamente a los modelos matemáticos basados en las ecuaciones de Saint-Venant, ya que estas discretizaban los elementos de la cuenca en planos inclinados. Si además, tenemos en cuenta que se trata de un elemento donde no hay condiciones especiales de contorno aguas abajo en la intersección de ambos planos, podemos afirmar sin temor a equivocarnos que de los modelos planteados para las ecuaciones de Saint-Venant, el modelo de onda

cinemática se ajusta perfectamente a nuestra situación y obtendremos resultados de calidad y sin errores en nuestro análisis.

Los criterios que debe tomar en el dimensionamiento, es el estudio conjunto del comportamiento de la red enterrada y del flujo en la calle, aceptando entonces un sistema de drenaje dual. Ello supone aceptar la presencia del agua en el diseño de la ciudad en superficie, previniendo vías de circulación y puntos de recogida. Así utilizan el criterio de qué parte del caudal circula por la red subterránea y una parte circula por la calle cuando la capacidad de la red es superada. Este planteamiento es muy importante y da una visión totalmente diferente sobre el drenaje urbano y supone un fuerte impacto en la reducción de costes, si conseguimos diseñar una red superficial en condiciones y con relativa capacidad para transportar un volumen de flujo considerable. A su vez este planteamiento genera una complicación en el cálculo de la red de drenaje, ya que hasta ahora el sistema de drenaje estaba constituido por los sistemas subterráneos y elementos de captación.

Para el dimensionamiento de cunetas, tradicionalmente, se ha empleado la ecuación de Manning (1889), razón por la cual, en Perú el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma OS. 060, para el Diseño de Alcantarillado, recomienda el empleo de esta ecuación en el dimensionamiento de cunetas, por su uso generalizado y de fácil aplicación, también existen otros modelos, tales como:

- Modelo de Ganguillet-Kutter
- Modelo de Kutter
- Modelo de Bazin

Por otra parte, la fórmula de Manning viene dada por:

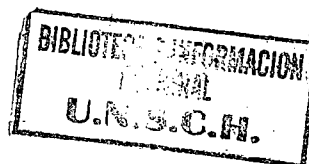
$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Las cunetas construidas para este fin podrán tener las siguientes secciones transversales: sección circular, sección triangular, sección trapezoidal, sección compuesta, sección en V.

En el cálculo hidráulico de las cunetas normalmente los datos son caudal, coeficiente de rugosidad, talud del canal y pendiente, hay muchas combinaciones de las incógnitas de base y tirante del canal, que satisface la fórmula de Manning. En estos puede buscarse la sección de máxima eficiencia hidráulica.

Se dice que una sección es de máxima eficiencia hidráulica (M.E.H) cuando para la misma área, pendiente y calidad de paredes deja pasar un gasto máximo. O bien, es aquella que para el mismo gasto, pendiente y calidad de paredes tiene un área mínima.



La sección de M. E. H. es aquella que para la misma área tiene el perímetro mínimo. En consecuencia la sección de máxima eficiencia hidráulica es la semicircular.

2.5.3. Flujo en Calles en Tiempos de Lluvia

Asumido que existirá un flujo por la superficie de las ciudades en un episodio de lluvia y que la calle forma parte de la red de drenaje, veremos cómo circula éste por las mismas. Hay que tener en cuenta que a priori las calles, no se diseñan para conducir el agua de lluvia en grandes cantidades, dicho de otra manera no son canales de circulación natural de agua, sino medios para la circulación de vehículos. A pesar de ello si permiten la circulación de un pequeño caudal, que se genera en la misma calle y debe ser captado en el transcurso de su trayecto por un sumidero.

El elemento calle se puede considerar, para hacer el estudio hidráulico de su comportamiento, como un elemento unidimensional de circulación de flujo en lámina libre. Las secciones transversales de las calles, generalmente están compuestas por los mismos elementos: línea de edificación, veredas, bordillo y calzada, y con una disposición simétrica de estos elementos, con respecto a la calzada.

Las secciones típicas de calle en las ciudades son dos: La sección convencional estándar, también llamada sección Gutter, y la sección triangular simétrica, donde el eje de la calzada es el vértice inferior del triángulo. Esta última generalmente es usado con problemas de espacio para la convivencia vehículo peatón, y en las ciudades más antiguas.



Figura 2.28: Sección convencional estándar o sección Gutter

2.5.4. Sumideros en Alcantarillados de Aguas Lluvias

Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas de escorrentía que corren por las cunetas de las calzadas de las vías para entregarlas a las estructuras de conexión o pozos de inspección de los alcantarillados combinados o de lluvias.

Los sumideros son elementos de gran importancia dentro de la infraestructura de los alcantarillados de aguas lluvias, teniendo en cuenta que son las estructuras encargadas de recolectar la escorrentía producida en la superficie de las



Figura 2.29: Sección triangular simétrica

áreas de drenaje y conducir las al sistema de tubería de alcantarillado dentro de unas condiciones seguras para los vehículos, las edificaciones y los peatones. La existencia de un sistema de sumideros permite controlar el nivel máximo y el ancho de la lámina de flujo en las zonas urbanas evitando que se presenten problemas asociados con las inundaciones de las propiedades públicas y privadas.

La capacidad hidráulica de un sumidero depende de su geometría, así como también de las características del flujo en la cuneta. A su vez, dicha capacidad gobierna tanto el caudal de flujo que continua en la vía (sobre la cuneta) como el caudal que entra a la red de drenaje. Una inadecuada capacidad de captación y/o una errada ubicación puede causar inundaciones y pérdidas económicas para la sociedad. La capacidad de recolección de aguas lluvias del conjunto de sumideros debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

2.5.4.1. Elementos de los Sumideros

Son los siguientes:

- a)- **Rejilla:** es el elemento superior de la estructura de captación, el cual cumple la función de permitir el paso del agua de escorrentía superficial al sumidero e impedir el ingreso de elementos flotantes o sólidos gruesos al sistema de alcantarillado. Las rejillas deben resistir como mínimo el paso vehicular, garantizando la integridad de las mismas al estar sometidas bajo carga sin que se produzcan grietas, roturas o cualquier avería.
- b)- **Marco para rejilla:** es un elemento rectangular que sirve de separación entre el pavimento y la rejilla para evitar que se adhieran.
- c)- **Tapa para sumidero:** es el elemento utilizado para tapar el orificio de acceso para realizar la inspección o el mantenimiento del sumidero. Los materiales utilizados para la fabricación de rejillas, marco para rejillas y tapas deben ser durables, resistentes a las cargas ocasionadas por el tráfico y al deterioro debido al medio ambiente; y de fácil operación para su remoción con herramientas manuales. Los materiales para la fabricación de marcos y tapas son: hierro dúctil,

concreto reforzado, fibrocemento, plástico no reciclable como el polipropileno de alto impacto. Las rejillas varían dependiendo de la aplicación, y pueden ser construidas en hierro dúctil, inoxidable o acero galvanizado, así como de materiales compuestos de resina o fibra de vidrio, y deben protegerse con pintura anticorrosiva.

2.5.4.2. Tipos de Sumideros

Los sumideros se han clasificado principalmente en 4 tipos, teniendo en cuenta la forma de la estructura de captación:

- a)- **Sumideros de ventana:** Las estructuras de captación consisten en una serie de aberturas en la acera a manera de ventana lateral que permiten la captación del agua que fluye por la cuneta. La ventana puede estar deprimida con respecto a la cuneta, lo cual permite mayor captación de escorrentía. Tiene la ventaja de que por su ubicación no interfiere con el tránsito, pero su mayor inconveniente radica en que captan fácilmente sedimentos y desperdicios. Esto último puede mitigarse con la colocación de las rejillas adecuadas en la ventana. Su eficiencia hidráulica disminuye si no existe depresión en la cuneta o si el sumidero se encuentra localizado en cunetas con pendientes longitudinal pronunciada. Su longitud mínima es de 1.50m, la depresión transversal debe tener un ancho entre 0.30 a 0.60m con una pendiente hasta de 8%. No es recomendable su uso en calles con pendientes longitudinales al 3%.

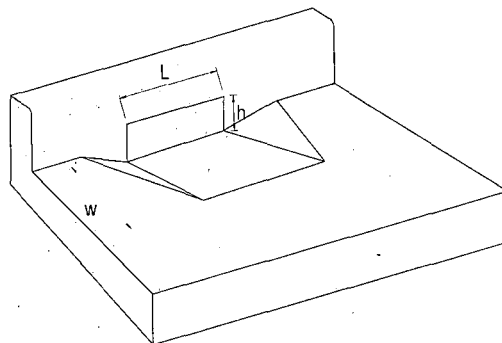


Figura 2.30: Sumideros de ventana

- b)- **Sumideros de rejillas en cunetas:** Estas estructuras de captación consisten en una serie de cajas donde penetran las aguas de escorrentía, cubiertas con una rejilla, preferiblemente con barras en sentido paralelo al flujo. Pueden colocarse de manera diagonal para favorecer el tránsito de bicicletas, a menos que la separación de las barras paralelas al flujo sea de menos de 2.50 cm. Su mayor ventaja radica en la mayor capacidad de captación que estos sumideros obtienen en zonas con pendientes longitudinales pronunciadas. Sin embargo, tienen la desventaja de que pueden captar desperdicios en la superficie lo que puede reducir el área útil de la rejilla.

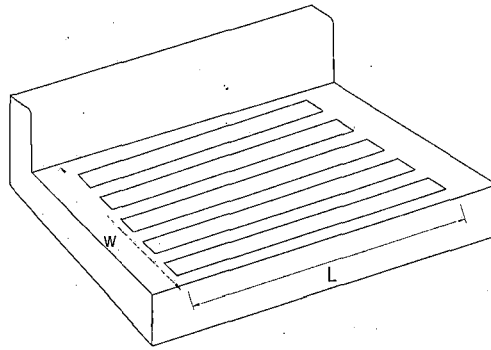


Figura 2.31: Sumideros de rejillas en cunetas

- c)- **Sumideros combinado o mixtos:** Los sumideros combinados o mixtos consisten en combinaciones de los dos tipos mencionados anteriormente, los cuales pretenden mejorar la eficiencia del sumidero de ventana y al mismo tiempo reducir la ocupación sobre la calzada del sumidero de rejillas. Su uso es recomendable en sitios donde inicialmente es preferible utilizar un sumidero de ventana pero la eficiencia de captación obtenida con este es menos al 70 %.

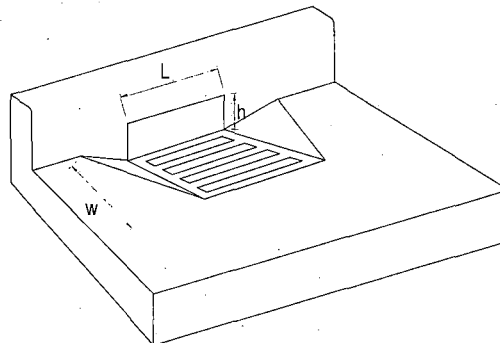


Figura 2.32: Sumideros combinado o mixto

- d)- **Sumideros transversales o de rejilla en calzada:** Consiste en cajas transversales a la vía y a todo lo ancho de ésta, cubiertas con rejillas. Su mayor inconveniente es el daño frecuente por el peso de los vehículos y la captación de desperdicios que reducen su área de captación de flujo. Se utilizan en casos en que se requiera captar gran cantidad de flujo antes de que llegue a rodar por la vía.

2.5.4.3. Diseño de Sumideros

El diseño de sumideros consiste en determinar las características del sumidero a utilizar bajo unas condiciones de operación dadas. El diseño óptimo está definido

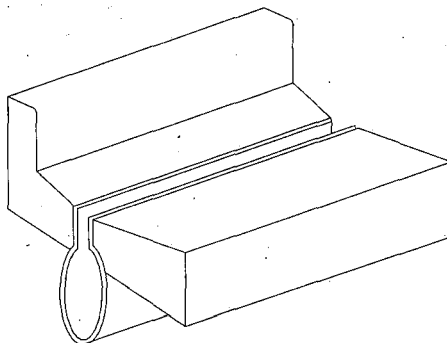


Figura 2.33: Sumideros transversales o de rejilla en calzada

como aquel más económico teniendo en cuenta el tipo de sumidero, la capacidad de captación y el ancho de la lámina de flujo sobre la vía. La principal característica asociada al diseño de sumidero es la capacidad de captación necesaria para controlar el ancho de la lámina de flujo sobre las vías. Mientras mayor sea el ancho de la lámina de agua sobre la vía mayor es el riesgo asociado con accidentes y demoras a los usuarios.

El diseño de los sumideros debe ser compatible con la capacidad de las redes de alcantarillado. La capacidad de recolección de aguas lluvias del conjunto de sumideros de un sistema pluvial debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación; para tal efecto, los caudales de diseño son los mismos que los adoptados para las redes de alcantarillado.

Los datos de entrada para un problema de diseño de sumideros son:

- Caudal de diseño, teniendo en cuenta que el diseño debe ser compatible con la capacidad de las redes de alcantarillado.
- Características del pavimento: rugosidad, sección transversal y geometría longitudinal.
- Datos de lluvia: intensidad, duración y frecuencia para la tormenta de diseño.
- Pendiente longitudinal: lugares donde la pendiente longitudinal cambia.
- Pendiente transversal de la vía y la cuneta.
- Características del sumidero: tipo, tamaño y configuración.
- Flujos adicionales: Flujos discretos en aquellos lugares donde descargas puntuales son adicionales.

Para el análisis y dimensionamiento se basa en las siguientes teorías:

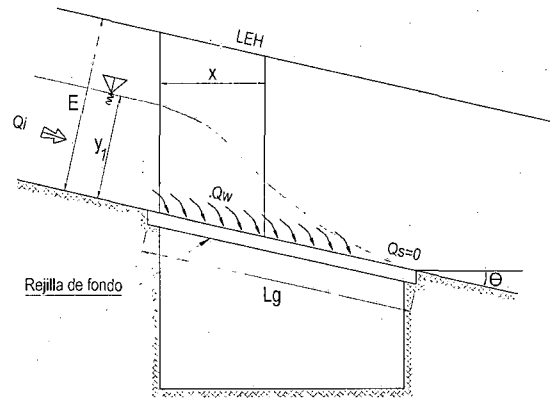


Figura 2.34: Flujo decreciente sobre rejillas de fondo

Para el análisis de este tipo de flujo variado espacialmente, se aplica el principio de energía. La energía total es :

$$H = z + y + \frac{hf}{L} \quad (2.131)$$

Capítulo 3

Caso de Estudio a un Proyecto Local

3.1. Descripción de la zona de estudio

El distrito de Carmen Alto, cuna de los Legendarios Arrieros se encuentra ubicado a 2800.00 msnm en la región central andina del Perú entre los 13°13'20" latitud sur y 74°13'27" longitud oeste, con una extensión de 19,330 kilómetros cuadrados y a 01 kilómetro de distancia de la Plaza Mayor de la ciudad de Ayacucho capital de la Región de Ayacucho y fue fundado el 06 de setiembre de 1920, comparando con los demás Distritos es el más antiguo de la provincia de Huamanga y la población está distribuida en espacios que van desde la zona urbana, asociaciones, sectores, urbanizaciones y comunidades campesinas, según Censos Nacionales IX de Población y IV de Vivienda 1993, la población del distrito de Carmen Alto fue de 8,914 habitantes y según los Censos Nacionales X de Población y V de Vivienda 2005 la Población es de 16,080 habitantes debido a que el distrito cuenta con mayores espacios de crecimiento urbano en la provincia y por los flujos migratorios por los problemas sociopolítica se desplazaron hacia la Provincia de Huamanga y se ubicaron en las diferentes asentamiento humanos del distrito formando Barrios y asociaciones y por lo tanto su tasa de crecimiento viene siendo acelerado.

El área de estudio está ubicada en la margen derecho del río Alameda en el área urbana del distrito de Carmen Alto y tiene la siguiente ubicación política:

- Lugar: Área urbana de Distrito de Carmen Alto
- Distrito: Carmen Alto
- Provincia: Huamanga
- Departamento: Ayacucho

3.2. Sistema Actual del Drenaje Pluvial

No existe sistema de alcantarillado pluvial urbano, por lo que el agua de escorrentía en épocas de lluvias fuertes va directamente hacia las zonas bajas ocasionando inundaciones a las viviendas y descargando en las quebradas del río

Alameda y la quebrada Chaquihuaycco.

Las pavimentaciones de las vías urbanas, ejecutadas por la municipalidad distrital y el gobierno Regional de Ayacucho, no contempla el sistema de sumideros, cunetas pluviales, simplemente se construyen pavimentaciones tipo canal abierto muy ancho, y si lo consideran lo hacen de manera sobredimensionada, inadecuados que imposibilitan el tránsito y/o cruces de las calles, y como consecuencia la gota de lluvia caída sobre el pavimento no tiene un destino y que circula por gravedad gracias a la pendiente del terreno.



Figura 3.1: Calles pavimentadas de tipo canal abierto muy ancho, típicos en la ciudad de Ayacucho, lo que imposibilita el cruce de los peatones en las temporadas de lluvias

3.3. Cuenca Hidrográfica del Distrito de Carmen Alto

Las condiciones topográficas naturales que determinan el flujo del agua de las lluvias en la cuenca del Distrito de Carmen Alto, fue modificado a causa del cambio del uso del suelo, desde terrenos libres dedicados a la agricultura, pastos naturales, vegetación autóctona de la región, etc. fue reemplazado por la construcción masiva de viviendas, éste hecho afecta y modifica directamente las condiciones naturales del flujo del agua.

3.3.1. Discretización de la Cuenca Urbana

La zona urbana del distrito de Carmen Alto, en el presente estudio la cuenca se subdividió en porciones más pequeñas en un total de doce subcuencas, la disposición de dichas sub cuencas se muestran en los planos del Anexo A, en la página 121.

3.3.2. Propiedades morfométricas

Las propiedades morfométricas necesarias para la determinación del caudal de diseño se obtienen para cada una de las doce micro cuencas: la superficie está expresado en m^2 y representa la proyección en el plano horizontal, mientras el perímetro es la medida de dicha superficie (expresado en unidades métricas); la longitud del cauce principal, en el caso nuestro que son cuencas urbanas, prácticamente se corresponde con la distancia medida desde el punto de aforo hasta el extremo más alejado de la microcuenca, dado que la mayoría del suelo se encuentra pavimentado y/o las calles se encuentran completamente definidas y fuerzan el flujo de las aguas de las lluvias.

Otra de las propiedades morfométricas importantes es la variación de la altura respecto al nivel del mar, la cota, del punto de aforo y el punto del extremo más alejado de la cuenca, esta medida nos brinda una perspectiva inicial de la pendiente o inclinación de la cuenca respecto al plano horizontal, y de igual manera se dispone con la pendiente del cauce principal que define la cuenca hidrográfica. Las propiedades morfométricas necesarias para la obtención de caudales máximos en el diseño de sistemas de drenaje muestra la Cuadro 3.1.

Cuadro 3.1: Propiedades morfométricas de las microcuencas

Micro	Superficie	Longitud	Perímetro	Zmín.	Zmáx.	S
cuenca	m ²	cauce (m)	(m)	(m)	(msnm)	(%)
SC-01	441,163.98	1,626.32	3,239.28	2,922.29	3,009.00	5.33 %
SC-02	246,108.68	1,186.91	2,506.00	2,886.81	2,932.63	3.86 %
SC-03	247,084.13	674.54	2,297.46	2,870.52	2,910.00	5.85 %
SC-04	75,087.35	1,329.82	2,879.48	2,836.00	2,917.65	6.14 %
SC-05	37,903.50	446.26	1,048.91	2,836.00	2,869.00	7.39 %
SC-06	106,642.79	793.04	1,941.04	2,818.37	2,891.00	9.16 %
SC-07	94,600.01	761.72	1,877.37	2,809.00	2,888.58	10.45 %
SC-08	78,579.99	663.12	1,442.17	2,803.41	2,882.64	11.95 %
SC-09	99,408.12	583.33	1,607.85	2,794.39	2,864.59	12.03 %
SC-10	111,222.86	701.79	1,728.17	2,797.81	2,872.56	10.65 %
SC-11	19,427.97	235.99	615.77	2,776.76	2,802.91	11.08 %
SC-12	15,873.25	303.60	719.38	2,762.13	2,801.03	12.81 %

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, se define como el tiempo que tarda la lluvia en llegar desde el punto más alejado de la cuenca al punto de estudio.

Para el cálculo de tiempo de concentración, algunos métodos son más sencillos que los otros, basándose principalmente en la simplificación de la formulación al no tomar en cuenta algunos criterios que otros métodos sí consideran (referencia 2.2.5.2 Relaciones empíricas para la obtención del tiempo de concentración). En el presente tesis, el tiempo de concentración se calculan por el método de Kirpich. Su fórmula en minutos es la siguiente:

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (3.1)$$

Donde:

- ♦ L : Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.
- ♦ S : Pendiente promedio de la cuenca, m/m.

La Tabla 3.2 muestra el tiempo de concentración obtenida para cada sub cuenca objeto de estudio.

Cuadro 3.2: Tiempo de concentración

Sub Cuenca	Longitud del cauce (m)	Diferencia de cota (m)	Pendiente (m/m)	Tc (minutos)
SC-01	1,626.32	86.71	0.053	17.87
SC-02	1,186.91	45.82	0.039	15.88
SC-03	674.54	39.48	0.059	8.75
SC-04	1,329.82	81.65	0.061	14.50
SC-05	446.26	33.00	0.074	5.82
SC-06	793.04	72.63	0.092	8.35
SC-07	761.72	79.58	0.104	7.69
SC-08	663.12	79.23	0.119	6.56
SC-09	583.33	70.20	0.120	5.93
SC-10	701.79	74.75	0.107	7.17
SC-11	235.99	26.15	0.111	3.05
SC-12	303.60	38.90	0.128	3.50

Fuente: Elaboración Propia.

3.4. Determinación de las Tasas de Infiltración

Se utiliza el método de Número de Curva del NRCS (antes SCS) para la evaluación de la precipitación.

La finalidad de la estimación del número de curva de escorrentía (CN) es obtener el valor de la precipitación efectiva, neta o en exceso (Pe) a partir de la precipitación total (P) y las características de la cuenca, debido a que en otros métodos se requiere que la cuenca esté aforada, siendo de gran utilidad en zonas donde no se tiene registros hidrológicos.

Los cálculos de número de curva (CN) de cada sub cuenca del área de estudio se adjunta en el Apéndice B y el resumen del número de curva de escorrentía se indica en el cuadro 3.3

Cuadro 3.3: Resumen del Número de Curva de Escorrentía - CN

Sub Cuenca	CN
SC-01	87
SC-02	88
SC-03	76
SC-04	97
SC-05	95
SC-06	93
SC-07	93
SC-08	93
SC-09	91
SC-10	93
SC-11	94
SC-12	93

Fuente: Elaboración Propia

3.5. Precipitación de Diseño

La precipitación máxima en 24 horas es la cantidad de lluvia máxima diaria ocurrida en el mes de registro diario. En este trabajo de investigación se toma los datos de la estación meteorológica de Huamanga por ser la única estación dentro de la zona urbana de la Provincia de Huamanga. El registro histórico de 1962 al 2012 de la estación de Huamanga se indica en el cuadro 3.4.

Cuadro 3.4: Registro de Precipitaciones máximas de la estación Huamanga

<i>Año</i>	<i>P máx 24 hrs (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P máx 24 hrs (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P máx 24 hrs (mm)</i>
1962	20.00	1979	16.00	1996	29.00
1963	40.40	1980	18.20	1997	23.20
1964	19.80	1981	19.90	1998	27.30
1965	25.80	1982	44.50	1999	24.80
1966	37.70	1983	24.40	2000	35.20
1967	22.90	1984	48.00	2001	39.00
1968	38.10	1985	25.80	2002	23.60
1969	38.00	1986	30.00	2003	30.00
1970	29.00	1987	24.20	2004	49.80
1971	46.60	1988	23.00	2005	30.20
1972	20.20	1989	26.00	2006	27.90
1973	32.00	1990	30.50	2007	34.00
1974	26.00	1991	19.50	2008	31.50
1975	23.00	1992	19.60	2009	29.60
1976	30.50	1993	40.50	2010	24.50
1977	26.00	1994	22.00	2011	46.70
1978	23.20	1995	42.00	2012	24.70

Fuente: Estación Meteorológica Huamanga - Ayacucho

El análisis de frecuencia de la precipitación máxima de 24 horas, se realizó las pruebas de bondad de ajuste, que consiste en comprobar gráfica y estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie generada y analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica.

De las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología, para la determinación de valores máximos (caudales, precipitaciones, etc) son:

- Normal
- Log Normal
- Pearson III
- Log Pearson III
- Gumbel

En el presente trabajo se realizó el análisis de frecuencias de la precipitación máxima de 24 horas con el software **Hydrognomon**, y el mejor ajuste de datos históricos es **Log Pearson III**, como se muestra en el figura 3.2.

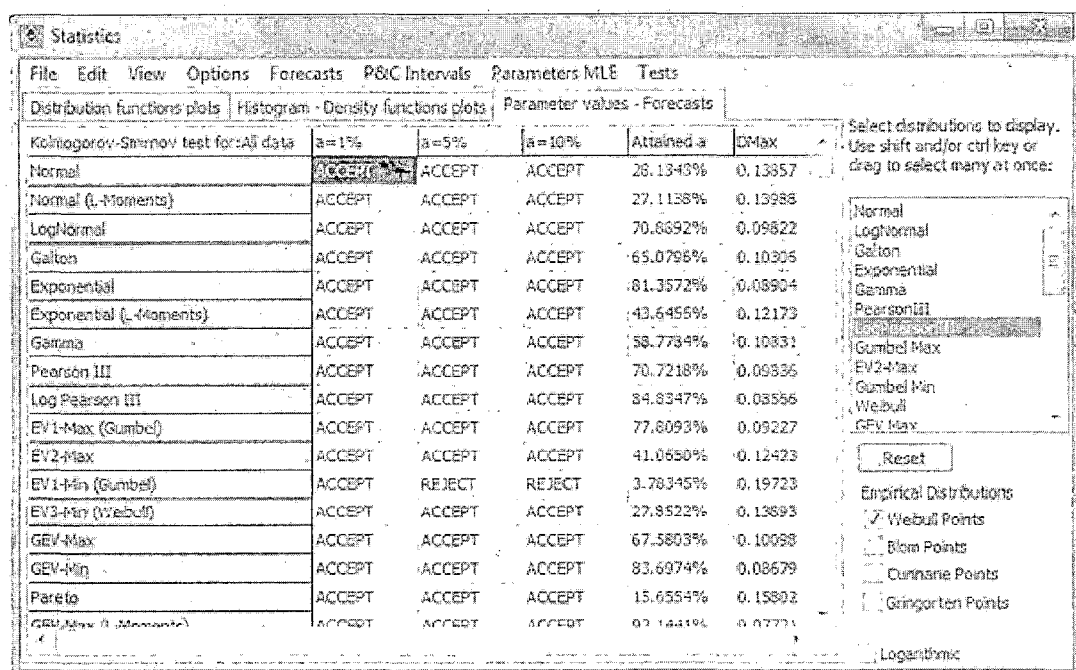


Figura 3.2: Análisis de frecuencia de la precipitación max 24 hrs.

Las precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno con el método de Log Pearson III se indica en el Cuadro 3.5.

Cuadro 3.5: Precipitación máxima de diseño 24 horas

Tr (años)	P (mm)
5	35.74
10	40.93
15	43.89
20	45.97
25	47.59
30	48.91
50	52.63
100	57.74

Fuente: Elaboración Propia

3.6. Cálculo de las Intensidades Máximas de Diseño

Actualmente, el *Reglamento Nacional de Edificaciones* vigente a la fecha, aprobado mediante Decreto Supremo N° 011 – 2006 Vivienda y sus Modificaciones Normas del RNE - D.S N° 010 – 2009, en su apartado *Obras de Saneamiento e Instalaciones Sanitarias* recomienda el uso del IILA para la obtención de las precipitaciones e intensidades máximas en proyectos de drenaje.

Cuadro 3.6: Parámetro regional b

Región	parámetro b
Costa, Centro, Sur	0.5
Sierra	0.4
Costa, Norte, Selva	0.2

Fuente: R.N.E

Se determina con el método de IILA - SENAMHI - UNI, para una duración menor a tres horas y periodos de retorno de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 50 y 100 años.

La ecuación regional para duración menor a tres horas es:

$$I_{t,Tr} = a(1 + k \log T)(t + b)^{n-1} \quad \text{para } t \leq 3 \text{ horas} \quad (3.2)$$

Donde:

- ♦ I : Intensidad de lluvia (mm/hr).
- ♦ a : Parámetro de intensidad (mm).
- ♦ K : Parámetro de frecuencia (adimensional).
- ♦ n : Parámetro de duración (adimensional).
- ♦ T : Periodo de retorno.
- ♦ t : Duración (hr).

Los parámetros de a , K , y n es según las coordenadas de la zona de estudio, Carmen Alto se encuentra en la red hidrológica: 1239.

Se reajusta los valores de a y K para aproximarse a una intensidad real de la zona de estudio, para el presente estudio se toma la precipitación máxima de diseño de 24 horas.

a : 22.22

K : 0.553

n : 0.242

b : 0.40

Cuadro 3.7: Intensidades máximas de diseño para diferentes periodos de retorno

D(min)	Tr (años)							
	5	10	15	20	25	30	50	100
2	58.07	65.04	69.12	72.02	74.26	76.09	81.23	88.20
6	52.10	58.36	62.02	64.61	66.63	68.27	72.88	79.14
10	47.39	53.08	56.40	58.76	60.60	62.09	66.29	71.97
14	43.55	48.78	51.84	54.01	55.70	57.07	60.93	66.16
20	38.97	43.65	46.39	48.33	49.84	51.07	54.52	59.20
24	36.49	40.87	43.43	45.25	46.66	47.81	51.04	55.42
30	33.37	37.38	39.72	41.38	42.67	43.73	46.68	50.69
34	31.61	35.41	37.63	39.20	40.42	41.42	44.22	48.01
40	29.34	32.86	34.92	36.38	37.52	38.44	41.04	44.56
44	28.02	31.38	33.35	34.75	35.83	36.72	39.20	42.56
50	26.28	29.44	31.28	32.59	33.61	34.44	36.76	39.92
54	25.25	28.28	30.06	31.32	32.29	33.09	35.32	38.36
60	23.87	26.74	28.42	29.61	30.53	31.28	33.39	36.26
64	23.05	25.81	27.43	28.58	29.47	30.20	32.24	35.00
70	21.92	24.55	26.09	27.19	28.03	28.73	30.67	33.30
74	21.24	23.79	25.28	26.34	27.16	27.83	29.71	32.26
80	20.30	22.74	24.17	25.18	25.97	26.61	28.40	30.84
84	19.73	22.10	23.49	24.47	25.23	25.86	27.60	29.97
90	18.94	21.21	22.54	23.49	24.22	24.82	26.49	28.77
94	18.45	20.67	21.96	22.88	23.59	24.18	25.81	28.03
100	17.77	19.90	21.15	22.04	22.72	23.29	24.86	26.99
104	17.35	19.43	20.65	21.51	22.18	22.73	24.27	26.35
110	16.76	18.77	19.94	20.78	21.43	21.96	23.44	25.45
114	16.39	18.35	19.50	20.32	20.95	21.47	22.92	24.89
120	15.87	17.77	18.89	19.68	20.29	20.79	22.19	24.10
124	15.54	17.41	18.50	19.27	19.87	20.36	21.74	23.60
130	15.08	16.89	17.95	18.70	19.28	19.76	21.09	22.90
134	14.79	16.56	17.60	18.34	18.91	19.38	20.69	22.46
140	14.38	16.10	17.11	17.83	18.38	18.84	20.11	21.84
144	14.12	15.81	16.80	17.51	18.05	18.50	19.75	21.44
150	13.75	15.40	16.36	17.05	17.58	18.01	19.23	20.88
154	13.51	15.13	16.08	16.76	17.28	17.70	18.90	20.52
160	13.18	14.76	15.68	16.34	16.85	17.27	18.43	20.01
164	12.96	14.52	15.43	16.08	16.58	16.99	18.13	19.69
170	12.66	14.18	15.07	15.70	16.19	16.59	17.71	19.23
174	12.46	13.96	14.84	15.46	15.94	16.33	17.43	18.93
180	12.18	13.65	14.50	15.11	15.58	15.97	17.04	18.51

Fuente: Elaboración Propia

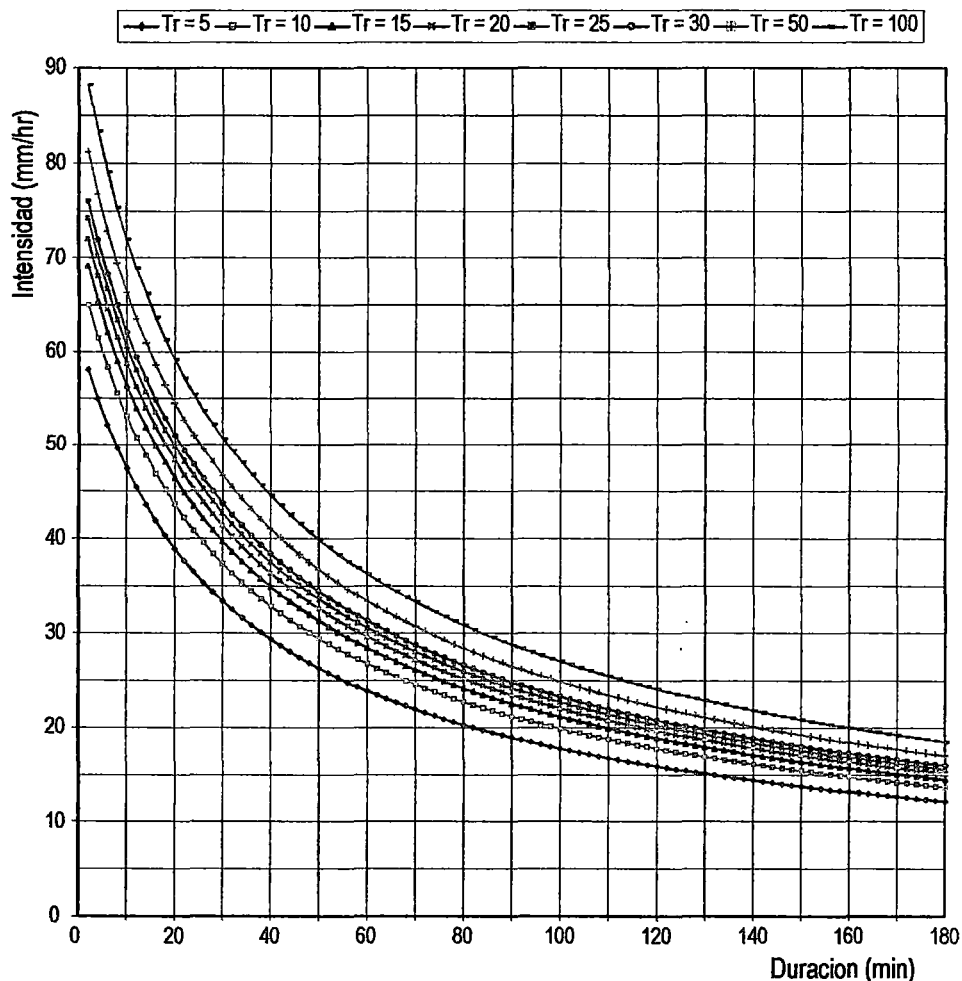


Figura 3.3: Curvas IDF para Duraciones menores a 3 horas

3.7. Determinación de hietograma de diseño para el distrito de Carmen Alto

Para construir el hietograma de diseño para el distrito de Carmen Alto, mediante el método de los bloques alternos, se emplea las curvas - intensidad - frecuencia (IDF - Carmen Alto) calibrada para un periodo de retorno de años, considerando un tiempo total de duración de lluvia de tres horas. Los cálculos y su respectiva gráfica se muestra en el apéndice C, y en la figura D.2.

3.8. Cálculo de los hidrogramas de diseño en los puntos de aforo para cada sub cuenca

Para el cálculo de los hidrogramas de diseño en los diferentes puntos de aforo para cada cuenca se utiliza el Modelo del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS (desarrollado en el 2.3.1.3.1), a partir del hietograma de diseño de precipitación total para un periodo de retorno de 10 años.

Capítulo 4

Descripción del Programa Water Management Model - SWMM 5vE

4.1. Qué es el Storm Water Management Model - SWMM 5vE

El Storm Water Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la EPA (SWMM) es un modelo dinámico de simulación de precipitación, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad de agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. *El módulo escorrentía o hidrológico* de SWMM funciona como una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía. *El módulo de transporte o hidráulico* de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

SWMM se desarrolló por primera vez en 1971, habiendo experimentado desde entonces diversas mejoras. La última revisión de SWMM ha sido realizada por la National Risk Management Research Laboratory de Estados Unidos, perteneciente a la agencia para la protección del medio ambiente, contándose con la colaboración de la consultoría CDM.

4.2. Método de Cálculo

SWMM 5vE es un programa hidrológico - hidráulico cuyas rutinas de cálculo se desarrollan sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento para calcular caudales, tirantes, velocidades, concentraciones, y otras variables de interés, sobre intervalos de tiempos discretos. Procesos tales como la escorrentía superficial, infiltración, propagación del flujo en la red, y el transporte de contaminantes, son simulados usando estos principios.

La escorrentía superficial que se produce en cada Subcatchment es calculada por SWMM 5.0 asumiendo que cada subcuenca se comporta como un depósito no lineal. El modelo de depósito no lineal es un modelo “agregado” que aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación tipo Onda Cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca. En este modelo de depósito se requieren parámetros tales como el área en planta y el ancho característico de la subcuenca, así como la rugosidad superficial de ella, entre otros parámetros. Además, la infiltración que podría producirse en cada Subcatchment puede ser calculada usando alguno de los tres diferentes métodos que SWMM 5.0 incorpora:

- Método de Horton
- Método de Green - Ampt
- Método del Número de Curva del NRCS

EPA SWMM 5.0 permite elegir entre tres diferentes metodologías de cálculo del flujo en la red de drenaje:

- La primera, denominada como Régimen Uniforme, consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones de flujo no cambian; es decir, se tiene flujo permanente.
- La segunda metodología es denominada como Onda Cinemática, y en ésta se considera la variabilidad temporal del flujo. Este método resuelve la ecuación de Conservación de la Masa y una aproximación de la ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento.
- El tercero de estos métodos consiste en la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant (Conservación de la Masa y Cantidad de Movimiento), denominado como método de la Onda Dinámica. Este método es el físicamente más correcto, aunque demanda una mayor tiempo de proceso computacional.

4.3. Procedimiento para el Cálculo

Para realizar un proyecto en SWMM 5vE se requiere de una serie de pasos básicos, con el objetivo de poder representar de forma clara y precisa el problema que se desea resolver. Estos pasos básicos son los siguientes:

- Determinación de opciones y propiedades por defecto de los objetos visuales.
- Esquemmatización de los componentes físicos del área de estudio.
- Edición de las propiedades de los objetos que componen el esquema.
- Elección de las opciones de análisis.
- Simulación.
- Visualización de resultados.

4.4. Información de lluvia a utilizar en el modelo SWMM 5.0

Si queremos que el modelo SWMM 5.0 trabaje haciendo una simulación hidrológica e hidráulica de una cuenca, es imprescindible y necesario proporcionarle información de lluvia; esta información puede ser de un suceso de lluvia (lluvia de diseño) o un registro histórico de lluvia (para hacer una simulación continuada).

El suministro de información de lluvia al modelo SWMM 5.0, está elaborado de una forma fácil e intuitiva. Sólo se necesita utilizar el icono *Lluvia*  de la barra objetos del programa.

Una vez puesto este icono en el mapa del área de estudio, podemos cambiar sus propiedades (Figura 4.1) de acuerdo a nuestras necesidades y al tipo de información que tengamos. Estas propiedades que el objeto *Lluvia* requiere son:

- **Nombre:** Nombre asignado por el usuario al pluviómetro.
- **Coordenada X:** Ubicación horizontal del pluviómetro en el mapa del área de estudio. Si se deja en blanco el icono no aparecerá en el mapa.
- **Coordenada Y:** Ubicación vertical del pluviómetro en el mapa del área de estudio. Si se deja en blanco el icono no aparecerá en el mapa.
- **Descripción:** Descripción del pluviómetro, de uso opcional.
- **Marca:** Etiqueta que se utiliza para clasificar el pluviómetro, de uso opcional.
- **Formato de Lluvia:** Formato de los datos de lluvia que se le suministra:
 - **INTENSITY (Hietograma):** Se suministra la precipitación en intensidades para cada intervalo de tiempo (en mm/h ó in/h) a lo largo de todo el registro.
 - **VOLUMEN (Pluviograma):** Cada valor de precipitación es el volumen de lluvia recogido durante el intervalo de registro (en mm ó in).
 - **CUMULATIVE (Pluviograma acumulado):** Cada valor de precipitación representa la precipitación acumulada desde el inicio de la lluvia (en mm ó in).
- **Intervalo de lluvia:** El intervalo de tiempo transcurrido entre cada lectura del pluviómetro en formato decimal o como hh:mm.
- **Factor de corrección de nevadas:** Factor de nieve, que corrige las lecturas por nieve en el pluviómetro.
- **Origen de datos:** Origen de los datos de lluvia. *TIMESERIES:* Serie temporal suministrada por el usuario. *FILE:* Archivo externo de datos.
- **Serie temporal**

- **Nombre de la Serie:** Nombre de la serie temporal con los datos de lluvia si el origen de datos es una serie temporal (deje en blanco en cualquier otro caso). Haga doble click para editar la serie.

■ **Archivo**

- **Nombre del fichero:** Nombre del archivo externo que contiene los datos de lluvia.
- **ID estación:** Identificador de la estación donde está el pluviómetro cuyos datos se van a utilizar.
- **Unidades de lluvia:** Unidades de la precipitación en las cuales están expresados los datos de lluvia del fichero (mm o in).

Propiedad	Valor
Nombre	PP_Carmen_Alto
Coordenada X	7338.573
Coordenada Y	7682.329
Descripción	
Marca	
Formato de lluvia	VOLUME
Intervalo de lluvia	0.02
Factor de corrección de nevadas	1
Origen de datos	TIMESERIES
SERIE TEMPORAL	
- Nombre de la Serie	Precipitación_Carmen_Alto
ARCHIVO	
- Nombre del Fichero	*
- ID Estación	*
- Unidades de lluvia	MM
Tipo de datos de lluvia almacenados en el pluviómetro	

Figura 4.1: Ventana de edición de objeto lluvia

Como se observa en las propiedades del objeto Lluvia, se puede suministrar la precipitación al modelo utilizando archivos externos de precipitación (FILE) siempre y cuando estén en uno de los formatos que reconozca el programa.

También se le puede suministrar al programa la precipitación mediante series temporales. La lluvia en series temporales es información externa de texto que contiene datos para el objeto de series temporales. Normalmente estos datos se introducen y editan a través del editor de series temporales de SWMM 5.0 (ver figura 4.2). Las series temporales pueden introducirse bien en el formato *Fecha/Hora/Valor* o simplemente *Hora/Valor*.

Editor de Series Temporales

Nombre de la Serie Temporal:
Precipitación_Carmen_Alto

Descripción:
|

☐ Usar archivo externo (especifique el nombre abajo)

☒ Introducir datos de la serie temporal en la tabla inferior

Sin fecha implica tiempos desde el comienzo de la simulación

Fecha (M/D/Y)	Hora (H:M)	Valor
	0.00	0.00
	0.03	0.15
	0.07	0.16
	0.10	0.16
	0.13	0.16
	0.17	0.17
	0.20	0.17
	0.23	0.17
	0.27	0.18

Ver

Aceptar

Cancelar

Ayuda

Figura 4.2: Editor de series temporales de SWMM 5.0

Se puede visualizar el visor de series temporales seleccionando el ícono ver (figura 4.3):

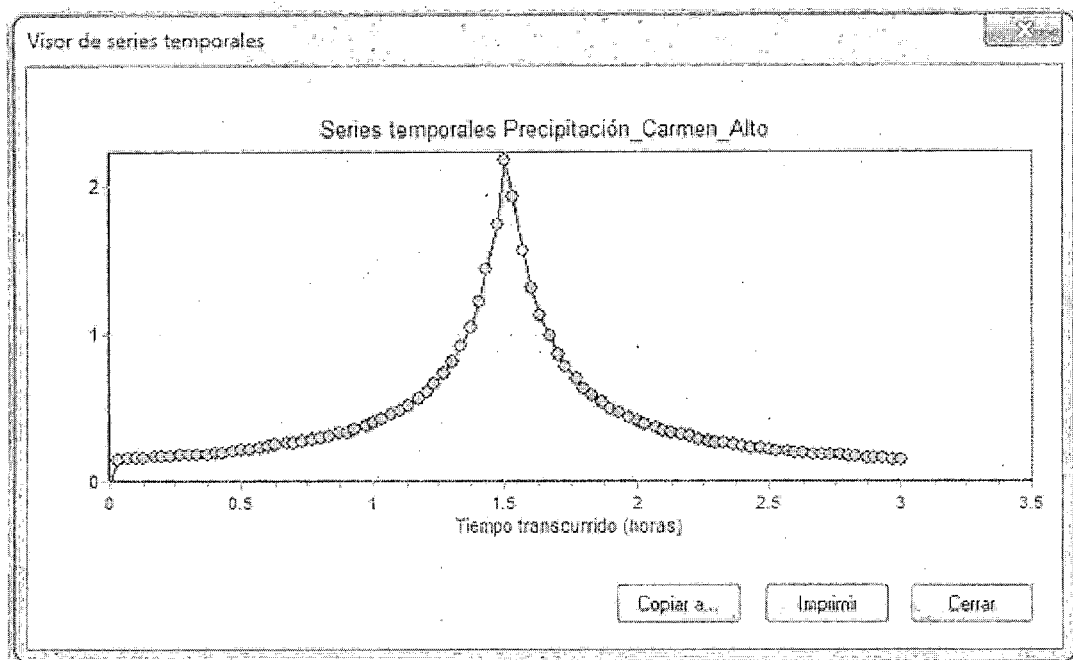


Figura 4.3: Visor de series temporales de SWMM 5.0

4.5. Lluvia neta. Pérdidas de precipitación

Como el primer paso de todo estudio de transformación precipitación - caudal, al aplicar SWMM 5.0 debemos estimar la fracción de lluvia caída que se va a transformar en escorrentía de superficie, parte que denominaremos lluvia neta, a base de restar de la lluvia total caída las posibles pérdidas de precipitación que se produzcan. SWMM 5.0 permite distinguir las zonas permeables e impermeables dentro de cada subcuenca, aplicando parámetros diferentes para cada una de las dos zonas.

De los 4 mecanismos de pérdidas que se suelen aplicar en cualquier estudio hidrológico, a saber: interceptación, evapotranspiración, almacenamiento en depresiones e infiltración, SWMM 5.0 realiza un tratamiento diferenciado en algunos de ellos. Respecto a la evaporación, por ejemplo, permite la evaporación desde las masas de agua incluidas en el modelo (depósitos a cielo abierto, agua retenida en la superficie de la cuenca, o en los acuíferos definidos en el modelo) bien con una tasa constante o con una variación definida por el usuario. Eso sí, se considera un valor constante para todo el día, con lo que puede ser útil para el caso de simulaciones continuadas durante varias semanas o meses, pero que en caso de análisis de eventos de lluvia aislados, o en fase de diseño, no es de gran utilidad y se pueden despreciar las pérdidas por evaporación.

- **Interceptación y pérdidas por almacenamiento en depresiones:** Formalmente no considera una pérdida por interceptación diferenciada, lluvia retenida por la cubierta vegetal del terreno pero sí unas pérdidas de almacenamiento en depresiones. Podemos considerar que ésta función de pérdidas engloba ambos mecanismos, que se suelen producir al principio del

evento de lluvia, en unas pérdidas por almacenamiento en depresión que podríamos llamar “equivalentes”.

Las pérdidas por almacenamiento en depresiones son un elemento en general difícil de valorar.

- **Pérdidas por infiltración:** Adicionalmente a las pérdidas anteriores, SWMM 5.0 realiza un tratamiento específico de las pérdidas por infiltración. La complejidad del comportamiento del estrato superficial del terreno, normalmente en condiciones no saturadas, es bien conocida siendo objeto de estudios de detalle por especialistas. La variabilidad espacial de la capacidad de infiltración del suelo añade un grado de dificultad adicional ya que los datos de campo se estiman mediante ensayos en pequeñas porciones del terreno. Es notable la dispersión existente en los datos experimentales obtenidos mediante ensayos de infiltración in situ. En este sentido, no hay que olvidar que en la mayoría de cuencas experimentales tan solo nos limitamos a medir la precipitación, la mayoría de las veces en un solo punto, y el caudal de salida, sin posibilidad alguna de registrar de forma directa el proceso de pérdidas. La capacidad de infiltración de un terreno depende del tipo de suelo existente, la pendiente del terreno, el grado de humedad previo del mismo suelo, su índice de porosidad, etc.

Por todo lo dicho antes, el proceso de estimación de pérdidas presenta una notable dosis de empirismo. SWMM 5.0 permite tres modelos de infiltración:

- Método de Horton
- Método de Green-Ampt
- Método de Número de Curva (CN) del SCS

Hay que seleccionar un modelo de infiltración para todas las subcuencas antes de introducir los datos. Es decir, no es posible que unas subcuencas se modelen con el método de Horton y otras con el del Número de Curva. Todas deben utilizar el mismo método.

4.6. Transformación precipitación - caudal según el modelo SWMM 5.0

SWMM 5.0 propone para el proceso de transformación precipitación escorrentía un punto de vista un poco especial, en comparación con otros modelos de simulación. Asume una esquematización general de los procesos que se desarrollan en la superficie de la cuenca urbana y a priori, carente de una relación física con lo que se observa. No intenta aportar por ejemplo una formulación matemática de los procesos de escorrentía en superficie sino que propone la suposición de un comportamiento de la zona de estudio similar al de un depósito (figura 4.4), que estaría regido por una ecuación de equilibrio de masa, función de los caudales de entrada y salida y con su correspondiente variación de almacenamiento, tipo:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (4.1)$$

Dónde los términos representados son: **I**, caudal de entrada correspondiente a la aportación de la precipitación caída sobre la cuenca de superficie **A**, igual al producto de dicha superficie por la intensidad de precipitación, **Q**, el caudal de escorrentía generado y **S** el almacenamiento o retención dentro de la cuenca. Esta suposición, en principio alejada de nuestra intuición y de la percepción del fenómeno que tenemos, se confirma con posterioridad mediante datos de campo, y se puede demostrar que presenta una respuesta hidrológica similar a la de una cuenca urbana ante un evento lluvioso.

A partir de la expresión anterior, el problema sigue sin resolverse pues desde un punto de vista matemático nos encontramos con una ecuación con tres términos, de los que solo conocemos uno de ellos, el caudal de entrada **I**. Para poder resolverla debemos recurrir a la propuesta de alguna relación entre las otras dos variables, caudal de escorrentía y almacenamiento. Si bien se suele postular una relación general de tipo no lineal $S = KQ^n$, en el caso del modelo SWMM se postuló una condición algo diferente, que relaciona el caudal de salida con el nivel de agua en el depósito ficticio. En el cálculo hidrológico de caudales que realiza en el bloque RUNOFF, se propone una metodología que está también relacionada con las aproximaciones de onda cinemática, aunque en realidad podemos definirla como una formulación mixta entre modelo de depósito y de onda cinemática. Esta metodología supone que la subcuenca objeto de estudio, definida a partir de su área, pendiente, rugosidad superficial, etc. tiene un comportamiento de tipo depósito. Además, asume una cierta abstracción inicial, como se ha indicado anteriormente, de manera que hasta que no se ha producido una cierta precipitación umbral, no se genera escorrentía, y donde el término de caudal de salida del depósito se expresa asumiendo que el nivel de agua disponible para generar caudal de escorrentía ($H - h_o$) coincide con el calado normal correspondiente al caudal de salida o caudal de escorrentía de la cuenca. Así tendremos:

$$A * i(t) - 0.5 (Q_{i+1} + Q_i) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (4.2)$$

ó, desarrollando los términos del caudal de acuerdo a la condición de calado normal:

$$A * i(t) - 0.5 \left(W(H_{i+1} - h_o)^{5/3} * \frac{\sqrt{I_o}}{n} + W(H_i - h_o)^{5/3} * \frac{\sqrt{I_o}}{n} \right) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (4.3)$$

Donde cada uno de los términos indicados en la ecuación representa:

- ♦ **A** : Superficie en planta de la subcuenca.
- ♦ **i(t)** : Intensidad de precipitación caída en la subcuenca.
- ♦ **W** : Ancho de la subcuenca.
- ♦ **H** : Altura de agua en la subcuenca.
- ♦ **h_o** : Abstracción inicial o umbral de escorrentía de la subcuenca.
- ♦ **I_o** : Pendiente media de la subcuenca.
- ♦ **n** : Coeficiente de rugosidad superficial.

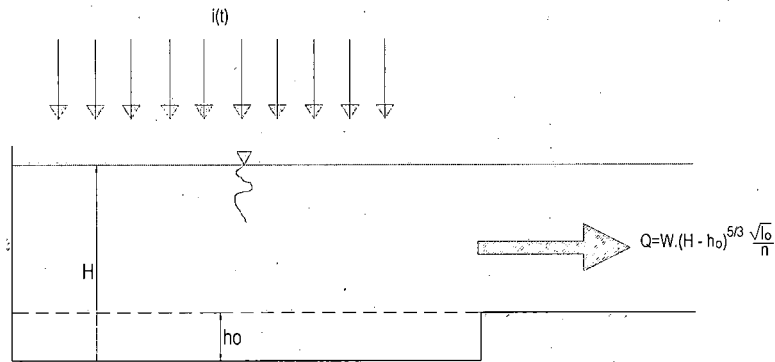


Figura 4.4: Modelo de depósito aplicado en SWMM 5.0

La formulación propuesta combina una estructura tipo depósito (H , valor de la altura de agua en el mismo) con un caudal de salida del mismo aproximado por una expresión de calado normal, igual al que se utiliza en las soluciones de tipo onda cinemática. No describe el comportamiento del agua en la cuenca sino tan solo el caudal a la salida de la misma. El modelo recomienda como parámetros de ajuste el ancho de cuenca W y el coeficiente de rugosidad n , de la superficie de la cuenca. En primera aproximación, el manual sugiere estimar W como el cociente entre el área de la cuenca y la media de las mayores distancias que debe recorrer el agua sobre la cuenca. La sugerencia de considerar W como parámetro de ajuste debería sustituirse por la preferencia de empleo de n (coeficiente de rugosidad). Este parámetro debería evaluarse como el ancho de la cuenca en contacto con la red de drenaje. Por ejemplo en el caso de zonas urbanas donde el colector circula entre dos manzanas de casas de forma más o menos rectangular o cuadrada, el valor del parámetro W sería el ancho de la manzana, si hemos considerado a cada una de ellas como una subcuenca de aportación. Tan solo en el caso de cuencas de tamaño grande y de forma muy irregular en planta, tendría cierta justificación considerar el parámetro W como un valor de ajuste. De todos modos, recalcanos de nuevo que sea " n ", coeficiente de rugosidad, bien de la parte permeable o de la impermeable, el parámetro de ajuste del modelo. En el cuadro 4.1 se indican algunos valores recomendados en los manuales de usuario de SWMM.

Cuadro 4.1: Factores de rugosidad considerados en SWMM

Tipo de superficie	Coef. De rugosidad n	Rango habitual
Pavimento hormigón/betún	0.011	0.01 - 0.013
Arena fina	0.01	0.01 - 0.16
Terreno de grava	0.02	0.012 - 0.030
Praderas de hierba corta	0.10 - 0.2	
Arcilla - limo	0.02	0.012 - 0.033
Terreno irregular (natural)	0.13	0.01 -0.32
Hierba	0.45	0.39 - 0.63

Fuente: Hidrología Urbana, Manuel Gómez Valentín

Capítulo 5

Análisis y Discusión de Resultados

5.1. Resultado de Hidrograma de Caudales en Cada Sub Cuenca

En el presente tesis, en la transformación de precipitación - escorrentía en cuencas urbanas se ha desarrollado los métodos más recomendados y los resultados de hidrograma de caudales se indica en el cuadro 5.1:

Cuadro 5.1: Cuadro comparativo del resultado de Hidrograma de Caudales de la Sub Cuenca 04

t (min)	Q (m3/seg)		
	SCS	Onda Cinemática	SWMM
0	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0002	0.0000	0.0003
6	0.0009	0.0000	0.0010
8	0.0022	0.0000	0.0020
10	0.0043	0.0000	0.0033
12	0.0072	0.0000	0.0048
14	0.0108	0.0000	0.0067
16	0.0150	0.0000	0.0087
18	0.0197	0.0000	0.0110
20	0.0248	0.0000	0.0136
22	0.0302	0.0000	0.0165
24	0.0359	0.0000	0.0195
26	0.0419	0.0000	0.0229
28	0.0483	0.0000	0.0264
30	0.0551	0.0000	0.0302
32	0.0623	0.0000	0.0344
34	0.0700	0.0000	0.0386
36	0.0781	0.0000	0.0430
38	0.0869	0.0000	0.0478
40	0.0964	0.0000	0.0528
42	0.1066	0.0000	0.0581

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro 5.1: Continuación

t (min)	Q (m3/seg)		
	SCS	Onda Cinematica	SWMM
44	0.1177	0.0000	0.0637
46	0.1298	0.0000	0.0695
48	0.1430	0.0000	0.0755
50	0.1576	0.0000	0.0817
52	0.1737	0.0000	0.0882
54	0.1916	0.0000	0.0952
56	0.2116	0.0000	0.1024
58	0.2341	0.0023	0.1101
60	0.2597	0.0061	0.1185
62	0.2890	0.0115	0.1274
64	0.3231	0.0187	0.1373
66	0.3633	0.0284	0.1483
68	0.4120	0.0409	0.1602
70	0.4729	0.0570	0.1730
72	0.5522	0.0770	0.1879
74	0.6506	0.1012	0.2042
76	0.7496	0.1301	0.2230
78	0.8308	0.1639	0.2450
80	0.8796	0.2031	0.2706
82	0.8878	0.2489	0.3011
84	0.8605	0.3034	0.3387
86	0.8086	0.3710	0.3861
88	0.7461	0.4612	0.4472
90	0.6833	0.5829	0.5287
92	0.6238	0.6877	0.6423
94	0.5691	0.7440	0.7145
96	0.5195	0.7669	0.7394
98	0.4752	0.7659	0.7387
100	0.4358	0.7483	0.7232
102	0.4008	0.7198	0.7002
104	0.3698	0.6849	0.6722
106	0.3423	0.6468	0.6424
108	0.3179	0.6079	0.6117
110	0.2961	0.5695	0.5816
112	0.2766	0.5327	0.5527
114	0.2591	0.4980	0.5244
116	0.2433	0.4656	0.4975
118	0.2290	0.4356	0.4725
120	0.2163	0.4080	0.4488
122	0.2048	0.3827	0.4263
124	0.1945	0.3595	0.4056
126	0.1851	0.3382	0.3862
128	0.1766	0.3187	0.3680

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro 5.1: Continuación

t (min)	Q (m3/seg)		
	SCS	Onda Cinematica	SWMM
130	0.1689	0.3009	0.3515
132	0.1618	0.2845	0.3357
134	0.1554	0.2695	0.3212
136	0.1496	0.2558	0.3071
138	0.1442	0.2431	0.2940
140	0.1393	0.2314	0.2819
142	0.1348	0.2207	0.2705
144	0.1308	0.2108	0.2598
146	0.1270	0.2017	0.2497
148	0.1236	0.1932	0.2400
150	0.1206	0.1854	0.2315
152	0.1178	0.1782	0.2232
154	0.1152	0.1715	0.2152
156	0.1130	0.1653	0.2080
158	0.1109	0.1596	0.2010
160	0.1091	0.1542	0.1947
162	0.1074	0.1493	0.1885
164	0.1044	0.1447	0.1828
166	0.0958	0.1405	0.1772
168	0.0843	0.1365	0.1721
170	0.0691	0.1329	0.1669
172	0.0534	0.1295	0.1622
174	0.0392	0.1264	0.1573
176	0.0276	0.1236	0.1530
178	0.0196	0.1209	0.1491
180	0.0141	0.1185	0.1449

Fuente: Elaboración Propia

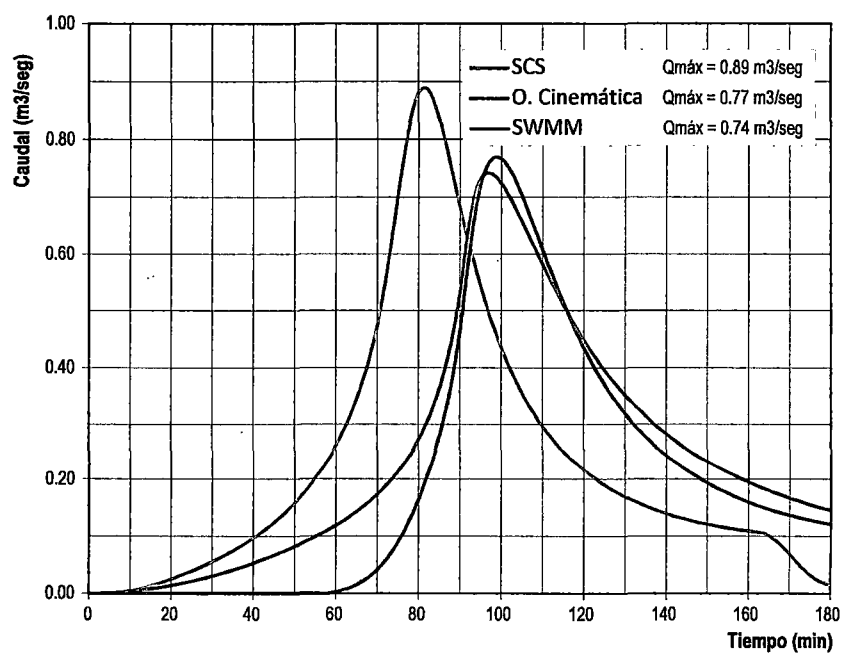


Figura 5.1: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 04

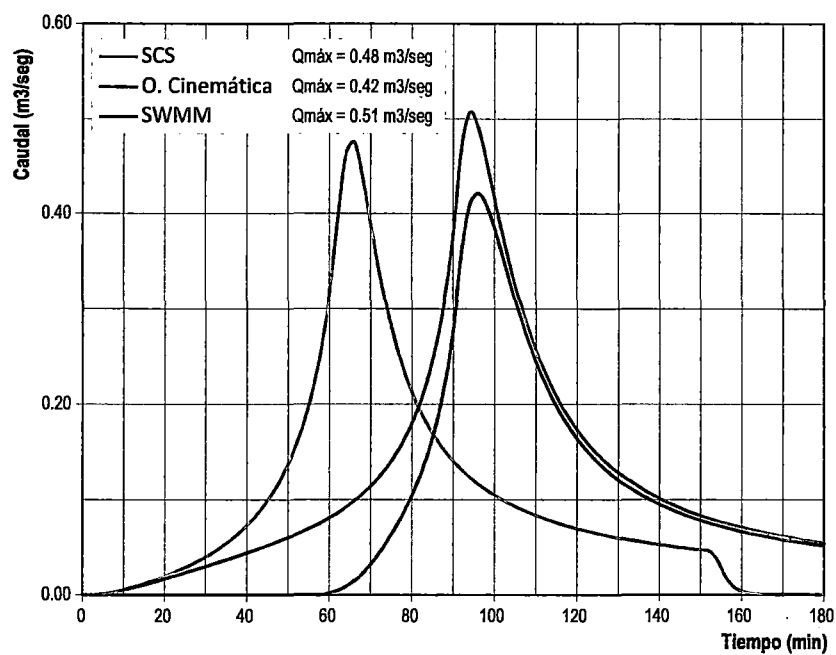


Figura 5.2: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 05

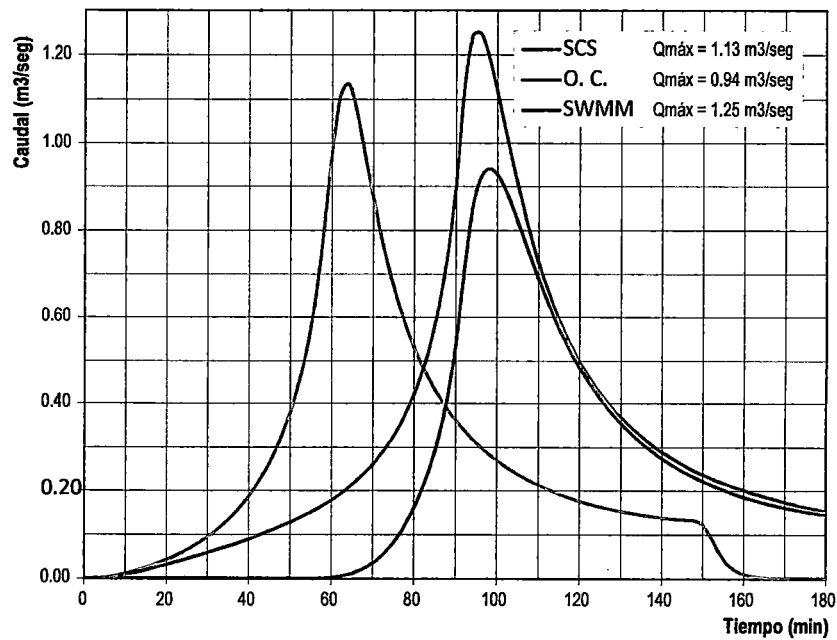


Figura 5.3: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 06

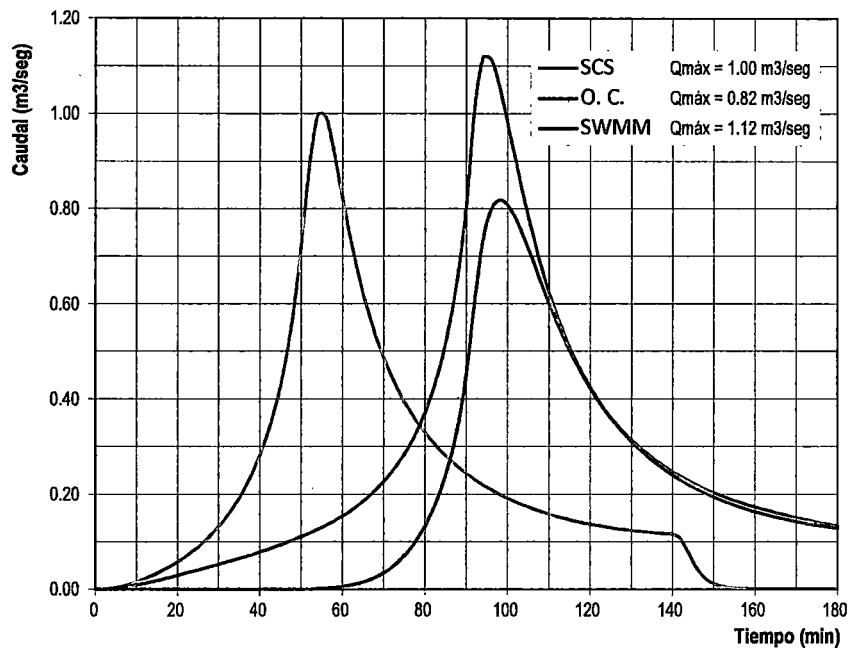


Figura 5.4: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 07

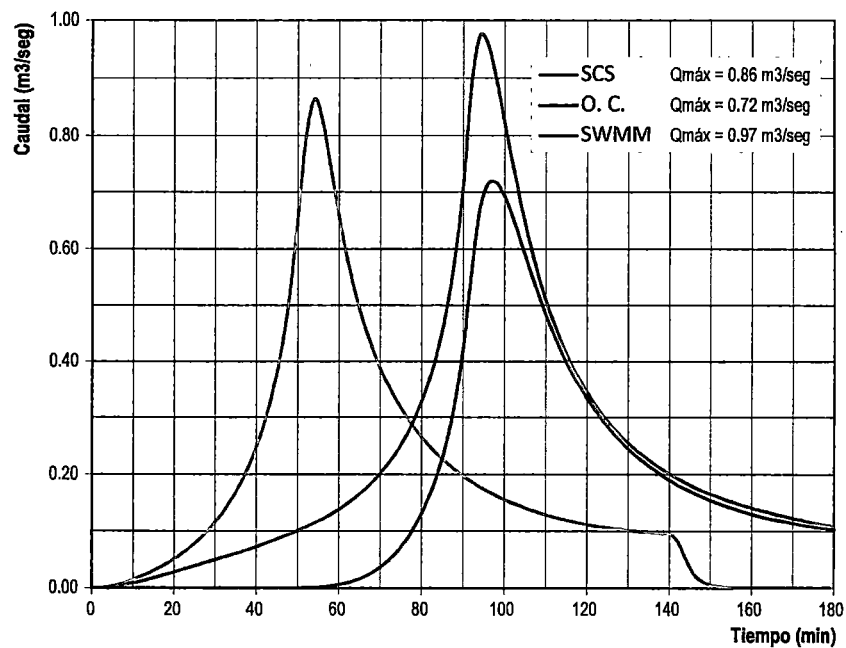


Figura 5.5: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 08

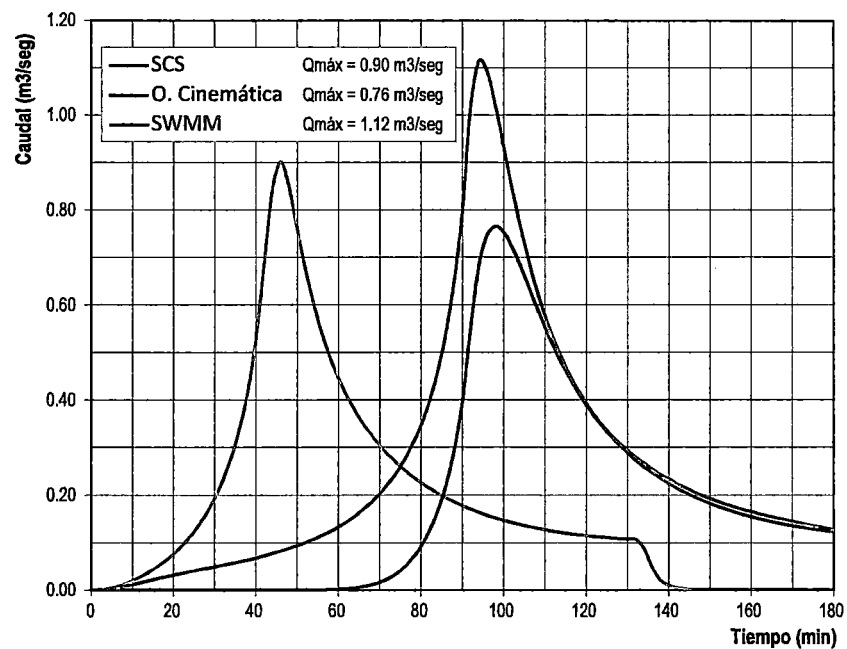


Figura 5.6: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 09

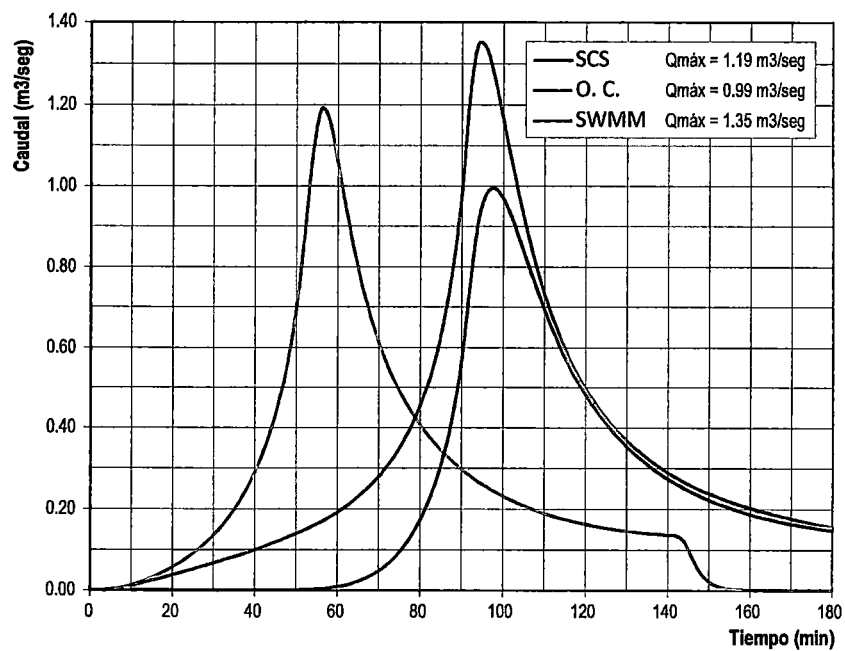


Figura 5.7: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 10

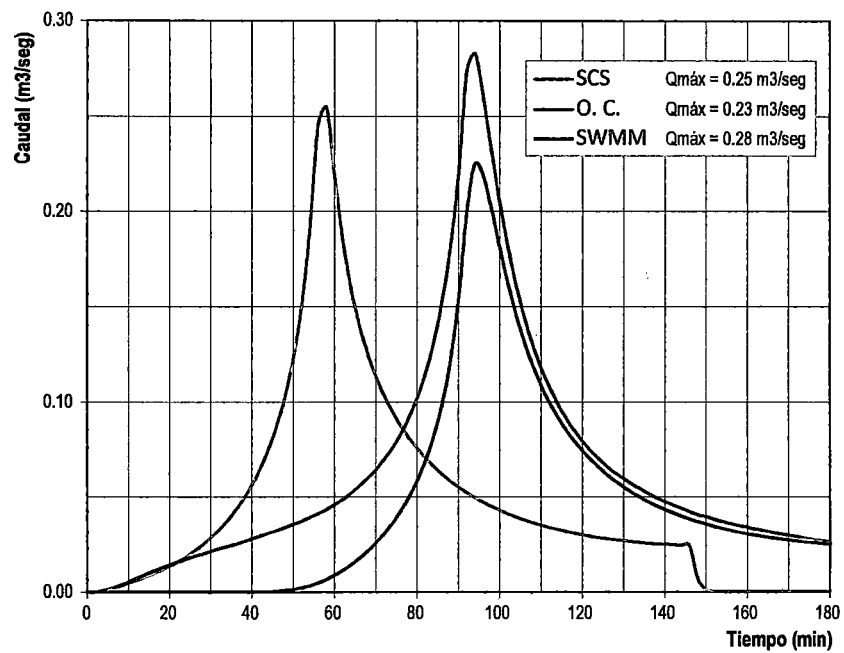


Figura 5.8: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 11

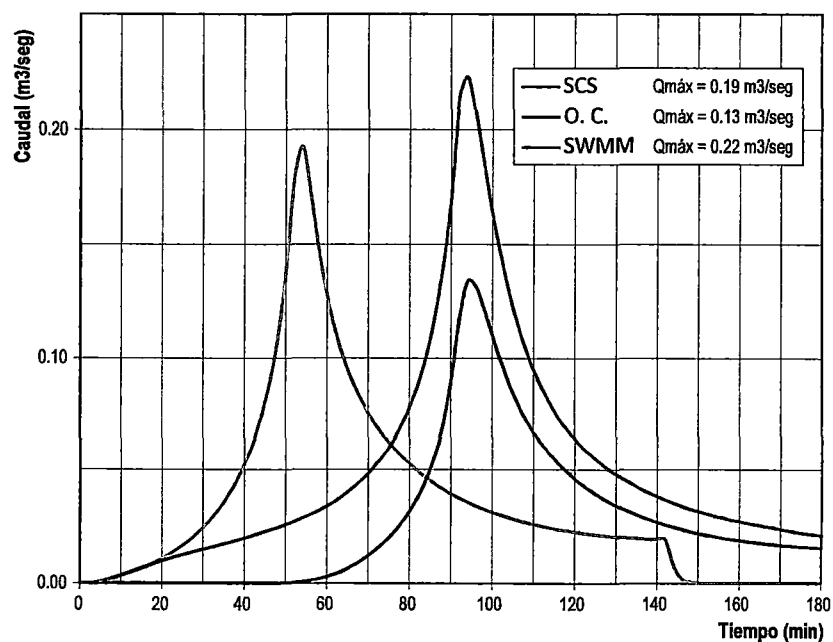


Figura 5.9: Resultado de hidrograma de caudales - Sub Cuenca 12

5.2. Resultado de Hidrograma de Caudales en los Nudos del Colector

El resultado de Hidrograma de Caudales en los Nudos del Colector propuesta se ha obtenido aplicando el principio de superposición de caudales para el tiempo de simulación. En el cuadro 5.2 se muestra los resultados en el Nudo 12 a la salida de la Sub Cuenca 12 (plano del colector), el mismo procedimiento se realizó para los siguientes nudos y se muestra el gráfico de hidrograma de caudales para cada nudo del colector. Éstos resultados son utilizados en el predimensionamiento de canal por tramo del colector.

Cuadro 5.2: Cuadro comparativo del resultado final de Hidrograma de Caudales en el Nudo 12 (Sub Cuenca 12)

t (min)	Q (m³/seg)		
	SCS	Onda Cinemática	SWMM
0	0.0002	0.0000	0.0000
2	0.0015	0.0000	0.0000
4	0.0097	0.0000	0.0066
6	0.0278	0.0000	0.0217
8	0.0551	0.0000	0.0418
10	0.0895	0.0000	0.0652
12	0.1299	0.0000	0.0925
14	0.1758	0.0000	0.1211
16	0.2273	0.0000	0.1499

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro 5.2: Continuación

t (min)	Q (m3/seg)		
	SCS	Onda Cinematica	SWMM
18	0.2849	0.0000	0.1810
20	0.3491	0.0000	0.2113
22	0.4210	0.0000	0.2436
24	0.5017	0.0000	0.2746
26	0.5928	0.0000	0.3074
28	0.6961	0.0000	0.3386
30	0.8143	0.0000	0.3717
32	0.9504	0.0000	0.4068
34	1.1092	0.0000	0.4397
36	1.2969	0.0000	0.4748
38	1.5237	0.0000	0.5119
40	1.8075	0.0001	0.5510
42	2.1716	0.0002	0.5921
44	2.5803	0.0004	0.6351
46	2.9489	0.0010	0.6798
48	3.3021	0.0021	0.7263
50	3.7639	0.0043	0.7743
52	4.3466	0.0079	0.8239
54	4.8255	0.0133	0.8806
56	5.0269	0.0212	0.9380
58	4.9910	0.0379	1.0022
60	4.8758	0.0623	1.0728
62	4.7544	0.0960	1.1491
64	4.5740	0.1414	1.2377
66	4.3017	0.2011	1.3375
68	3.9942	0.2781	1.4476
70	3.7166	0.3754	1.5671
72	3.4953	0.4964	1.7114
74	3.3330	0.6448	1.8696
76	3.2078	0.8253	2.0582
78	3.0957	1.0440	2.2833
80	2.9765	1.3098	2.5510
82	2.8377	1.6367	2.8772
84	2.6809	2.0478	3.2885
86	2.5144	2.5857	3.8217
88	2.3499	3.3430	4.5252
90	2.1958	4.4155	5.4864
92	2.0542	5.2952	6.8645
94	1.9252	5.6742	7.5211
96	1.8084	5.7327	7.4445
98	1.7030	5.5916	7.0460
100	1.6080	5.3362	6.5252
102	1.5223	5.0245	5.9944

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro 5.2: Continuación

t (min)	Q (m3/seg)		
	SCS	Onda Cinematica	SWMM
104	1.4449	4.6935	5.4804
106	1.3750	4.3657	5.0154
108	1.3118	4.0534	4.5929
110	1.2545	3.7625	4.2232
112	1.2026	3.4955	3.9001
114	1.1553	3.2522	3.6076
116	1.1123	3.0316	3.3481
118	1.0732	2.8320	3.1229
120	1.0376	2.6513	2.9216
122	1.0054	2.4878	2.7372
124	0.9762	2.3395	2.5761
126	0.9497	2.2049	2.4318
128	0.9256	2.0824	2.2997
130	0.9038	1.9707	2.1874
132	0.8841	1.8688	2.0792
134	0.8485	1.7754	1.9844
136	0.7940	1.6899	1.8897
138	0.7527	1.6113	1.8052
140	0.7288	1.5391	1.7284
142	0.6902	1.4726	1.6576
144	0.5917	1.4113	1.5914
146	0.4803	1.3547	1.5288
148	0.3852	1.3024	1.4691
150	0.3286	1.2541	1.4209
152	0.2764	1.2094	1.3725
154	0.2214	1.1680	1.3240
156	0.1707	1.1298	1.2845
158	0.1403	1.0944	1.2433
160	0.1242	1.0617	1.2094
162	0.1152	1.0314	1.1728
164	0.1083	1.0034	1.1426
166	0.0978	0.9776	1.1090
168	0.0853	0.9537	1.0812
170	0.0696	0.9318	1.0497
172	0.0535	0.9116	1.0236
174	0.0392	0.8931	0.9936
176	0.0276	0.8761	0.9687
178	0.0196	0.8606	0.9478
180	0.0141	0.8465	0.9222

Fuente: Elaboración Propia

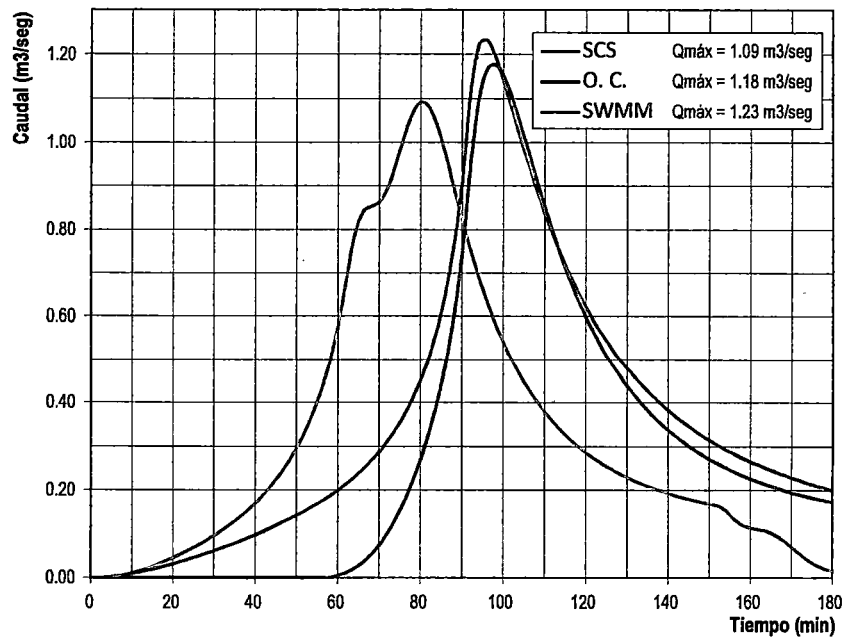


Figura 5.10: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 04 del colector

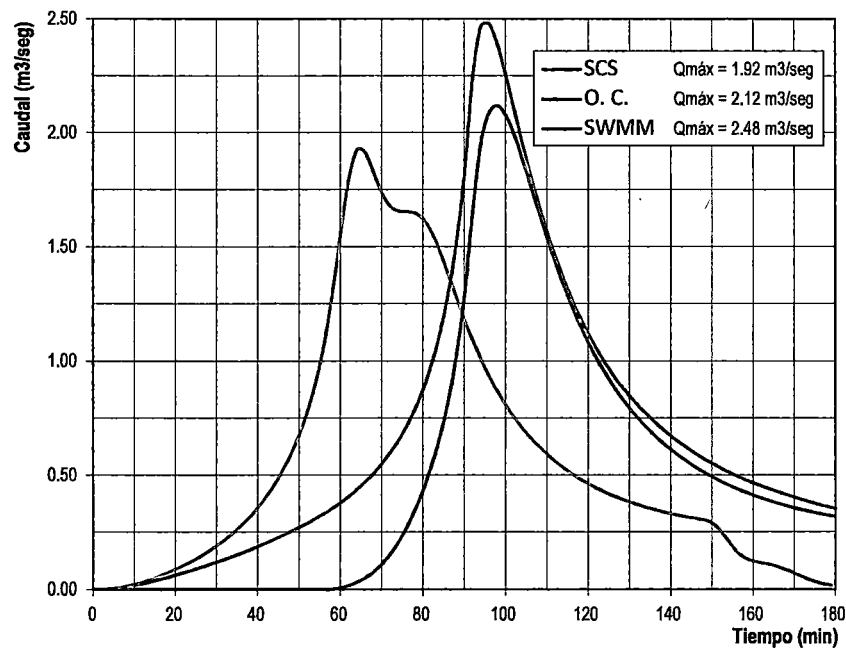


Figura 5.11: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 06 del colector

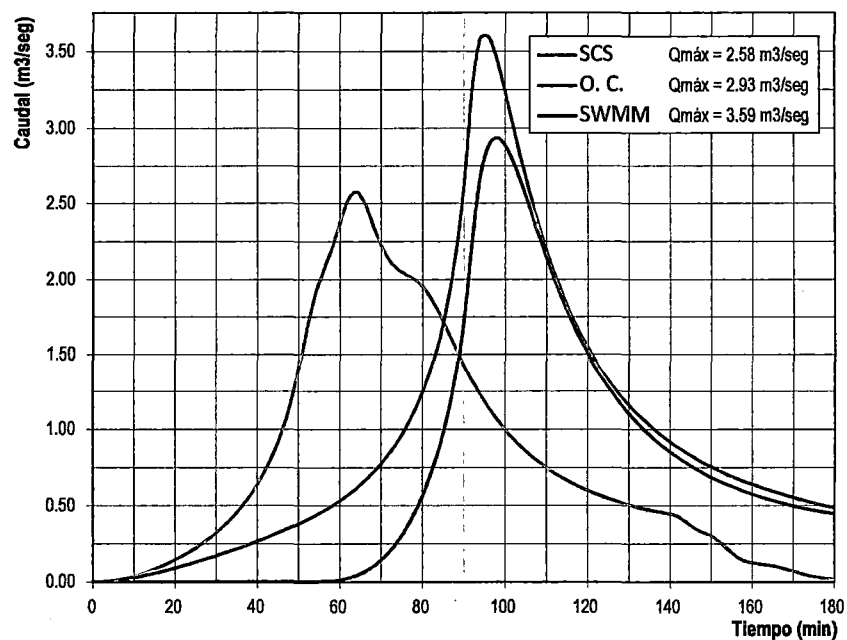


Figura 5.12: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 07 del colector

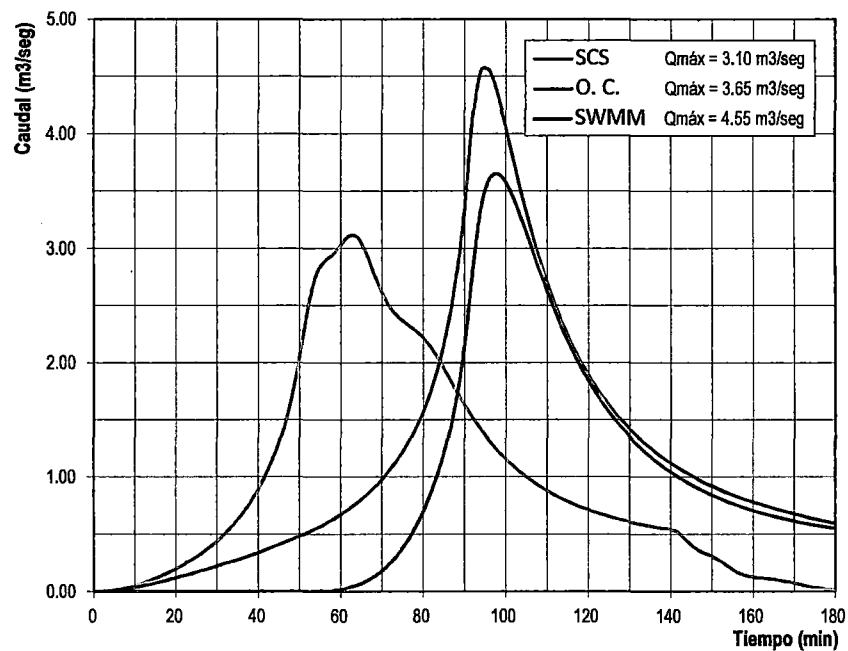


Figura 5.13: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 08 del colector

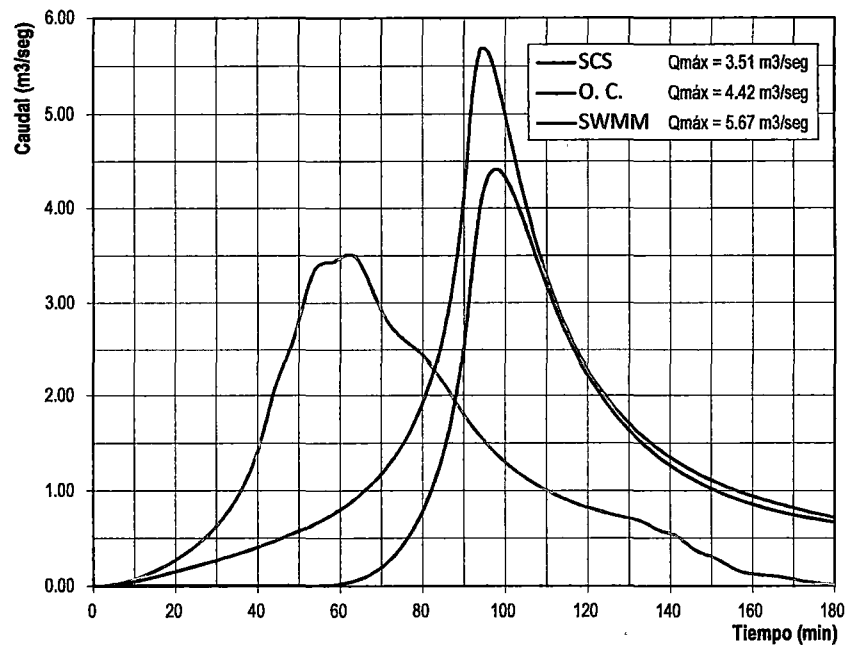


Figura 5.14: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 10 del colector

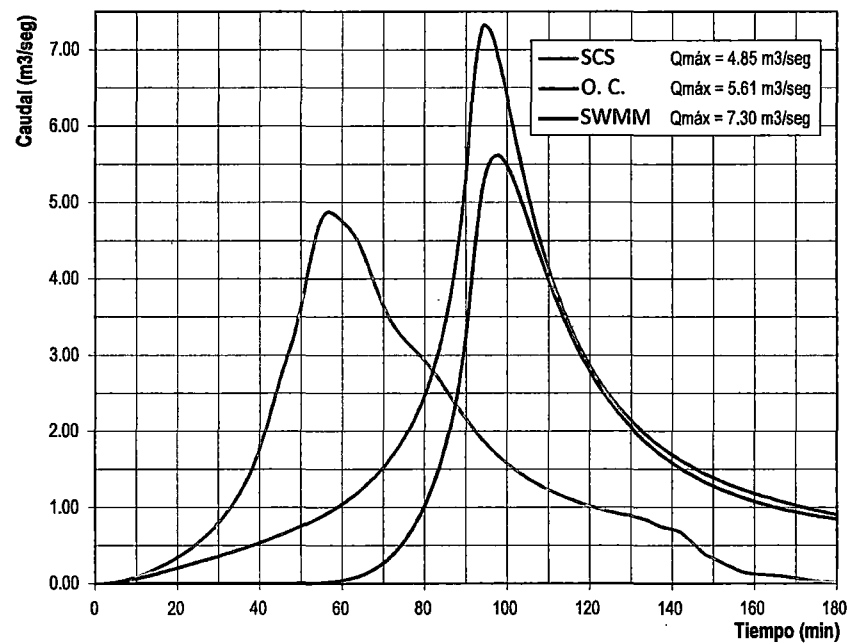


Figura 5.15: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 11 del colector

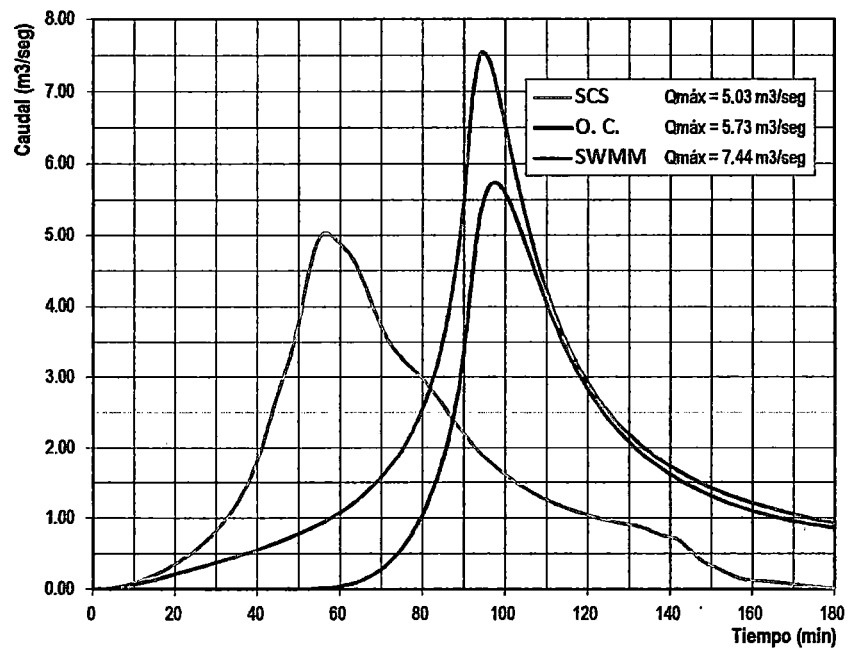


Figura 5.16: Resultado de hidrograma de caudales en el nudo 12 del colector

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

1. Los procesos urbanizadores de las cuencas urbanas a lo largo de estos años, han puesto en evidencia la necesidad de disponer en nuestras ciudades de una red de drenaje de calidad y que asegure un buen funcionamiento durante los episodios de lluvia. Pero como también se ha puesto de manifiesto a lo largo del trabajo, concebir esta red como una red única enterrada es un error, además económicamente costoso. Por ello asumiendo que nuestra red está constituida por una red doble, con un flujo dual, que discurre por los conductos enterrados y a su vez por la superficie de la cuenca (las calles), los sumideros como elemento de captación se convierte en un elemento con mucho peso específico dentro de la red de drenaje.
2. El manejo y control de las aguas de lluvias en ciudades, es un tema generalmente descuidado y poco deseado por los gobiernos. No obstante, es éste un tema prioritario en relación a la defensa del bienestar de la población y por lo tanto de responsabilidad pública. Entonces, es importante destacar cuales son los efectos principales que producen las urbanizaciones sobre los escurrimientos pluviales. Estos efectos, generalmente indeseables, se pueden amortiguar en gran medida con un adecuado planeamiento urbano que incluya entre sus componentes el inteligente diseño del drenaje de aguas pluviales. Entre los efectos más conocidos están el aumento de los escurrimientos superficiales por disminución de la capacidad de infiltración del suelo y de la retención en la vegetación que se destruye. Otro efecto directamente ligado al anterior, es la reducción del tiempo de concentración de la cuenca, por el incremento en la velocidad del agua y el consiguiente aumento de los caudales máximos.
3. Urbanización es sinónimo de impermeabilización y ésta a su vez produce un considerable aumento del escurrimiento (precipitación efectiva en términos hidrológicos), y una disminución del tiempo de concentración de la cuenca lo que tiene por efecto un aumento de los caudales máximos.
4. Los métodos hidráulicos, se basan en la solución de las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de masa y de cantidad de movimiento o versiones simplificadas de ellas. Si bien eran métodos conocidos, sólo la introducción de

la computación digital, su avance en capacidad y velocidad, permitieron el uso de los métodos hidráulicos de tránsito de crecientes en ríos, en forma práctica dentro del diseño hidrológico profesional.

6.2. Recomendaciones

1. Recomendar a los docentes de las áreas de hidráulica e hidrología que realicen las gestiones correspondientes para equipar y potenciar los equipos hidrológicos de tal manera que tengamos datos en calidad y cantidad. Que la mejora del conocimiento en el campo de drenaje urbano está condicionada en gran medida por la disponibilidad en calidad y cantidad de los datos de lluvia, así como del grado de conocimiento de la cuenca y de la red de colectores.

Bibliografía

- [1] Andrés Eduardo Torres Abello. *Apuntes de Clase sobre Hidrología Urbana*. Editorial Pontificia Universidad Javeriana, 2004.
- [2] A. Osman Akan. *Open Channel Hydraulics*. ELSEVIER, 2003.
- [3] Ven Te Chow. *Hidrología Aplicada*. McGRAW-HILL, 1994.
- [4] Ernest Blade i Castellet y Manuel Gómez Valentin. *Modelación del flujo en lamina libre, sobre cauces naturales. Análisis integrado en una y dos dimensiones*. FLUMEN, 2006.
- [5] Ignasi Fernández Pérez. *Diseño Asistido del sistema de Sumideros de una Población*. TFC-ETSCCPB, 2009.
- [6] Agustin Felipe Breña Puyol. *Hidrología Urbana*. Universidad Autónoma Metropolitana, 2003.
- [7] Manuel Gómez Valentín. *Hidrología Urbana*. Barcelona, 2007.
- [8] Ing. Sérgio Fattorelli y Ing. Pedro C. Fernandez. *Diseño Hidrológico*. WASAGN, 2011.
- [9] Leonardo S. Nania. *Métodos de transformación lluvia-escorrentía y de propagación de caudales*. Universidad de Granada, 2003.
- [10] David Cedeño B. *Apuntes de Hidrología*. Universidad Tecnológica de Panamá, 1997.
- [11] Francisco Javier Aparicio Mijares. *Fundamentos de hidrología de superficie*. Editorial Limusa, 1992.

Apéndice A

Planos

- Plano topográfico
- Plano de Sub Cuenca.
- Plano de Tipo de Suelo.
- Plano de Tiempo de Concengtración

Apéndice B

Cálculo de Número de Curva de Escorrentía - CN

El número de curva (CN) para cada sub cuenca se estimó, usando los cuadros 2.2 (Grupo de suelo hidrológico) y 2.3 (Número de curva por grupo de suelo hidrológico) y según el Mapa de Peligros de la Ciudad de Ayacucho (PNUD Ayacucho), estudio realizado en el marco del proyecto INDECI-PNUD PER/02/51 Ciudades Sostenible(Plano TS-01), como una función de uso del terreno, tipo de terreno, y humedad antecedente de la cuenca. Con estas tablas y con el conocimiento del tipo y uso del suelo, puede encontrarse el valor del número de curva, CN.

Para una sub cuenca que consiste de varios tipos de suelos y usos de terreno, un número de curva compuesto es calculado como:

$$CN_{compuesto} = \frac{\sum A_i CN_i}{\sum A_i} \quad (B.1)$$

Donde:

- $CN_{compuesto}$ número de curva compuesto usado para los cálculos del volumen de escorrentía.
- i índice de subdivisiones de la cuenca, por uso uniforme del terreno y tipo de suelo
- CN_i número de curva para la subdivisión i .
- A_i área de drenaje de la subdivisión i .

Los números de curva (CN) han sido tabulados por el *Soil Conservación Service* con base en el tipo de flujo y el uso de la tierra. Se calcula el (CN) compuesto tomando en cuenta la Ecuación B.1 para cada sub cuenca:

Cuadro B.1: Número de Curva para la Sub Cuenca - 01 (SC-01)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m ²)	CN*Area
B	Espacios abiertos: áreas verdes y cementerio	72	85,038.05	6,122,739.48
B	Calles de tierra	82	25,661.91	2,104,276.37
B	Techos de vivienda	98	7,928.13	776,956.31
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	127,016.08	10,923,382.94
C	Calles de tierra	87	58,041.88	5,049,643.13
C	Techos de vivienda	98	91,186.32	8,936,259.39
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	17,774.07	1,581,891.99
D	Calles de tierra	89	13,975.14	1,243,787.55
D	Techos de vivienda	98	14,542.42	1,425,157.03
TOTAL			441,163.98	38,164,094.20
CN				87

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.2: Número de Curva para la Sub Cuenca - 02 (SC-02)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m ²)	CN*Area
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	124,087.32	10,671,509.20
C	Calles de tierra	87	80,658.92	7,017,326.21
C	Techos de vivienda	98	41,362.44	4,053,519.00
Total			246,108.68	21,742,354.41
CN				88

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.3: Número de Curva para la Sub Cuenca - 03 (SC-03)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m ²)	CN*Area
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	57,932.96	4,982,234.47
C	Techos de vivienda	98	3,049.10	298,812.10
B	Espacios abiertos: áreas verdes	69	167,491.86	11,556,938.11
B	Techos de vivienda	98	18,610.21	1,823,800.22
Total			247,084.13	18,661,784.90
CN				76

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.4: Número de Curva para la Sub Cuenca - 04 (SC-04)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	5,917.35	526,644.06
D	Calles de tierra	89	5,678.04	505,345.17
D	Techos de vivienda	98	32,944.21	3,228,533.07
D	Pavimento con cunetas	98	21,292.63	2,086,678.08
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	462.76	39,797.01
C	Pavimento con cunetas	98	3,103.28	304,121.20
C	Techos de vivienda	98	5,689.08	557,530.28
Total			75,087.35	7,248,648.87
CN				97

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.5: Número de Curva para la Sub Cuenca - 05 (SC-05)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	10,504.08	934,862.93
D	Calles de tierra	89	2,787.71	248,106.46
D	Techos de vivienda	98	14,640.75	1,434,793.71
D	Pavimento con cunetas	98	6,659.67	652,647.86
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	301.80	25,954.89
C	Pavimento con cunetas	98	938.57	91,979.96
C	Techos de vivienda	98	2,070.91	202,949.17
Total			37,903.50	3,591,294.97
CN				95

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.6: Número de Curva para la Sub Cuenca - 06 (SC-06)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	32,728.22	2,912,811.42
D	Calles de tierra	89	5,945.40	529,140.16
D	Techos de vivienda	98	33,944.19	3,326,530.51
D	Pavimento con cunetas	98	5,489.80	538,000.69
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	7,877.93	677,502.41
C	Calles de tierra	87	3,760.61	327,173.33
C	Techos de vivienda	98	11,054.94	1,083,384.41
C	Pavimento con cunetas	98	5,841.69	572,485.53
Total			106,642.79	9,967,028.45
CN				93

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.7: Número de Curva para la Sub Cuenca - 07 (SC-07)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	29,599.45	2,634,351.10
D	Calles de tierra	89	5,359.90	477,030.92
D	Techos de vivienda	98	21,413.31	2,098,504.67
D	Pavimento con cunetas	98	1,569.83	153,843.19
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	11,992.26	1,031,334.43
C	Calles de tierra	87	3,670.88	319,366.73
C	Techos de vivienda	98	17,730.74	1,737,612.09
C	Pavimento con cunetas	98	3,263.64	319,836.48
Total			94,600.01	8,771,879.62
CN				93

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.8: Número de Curva para la Sub Cuenca - 08 (SC-08)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	15,046.99	1,339,182.54
D	Calles de tierra	89	4,011.80	357,049.93
D	Techos de vivienda	98	15,566.41	1,525,507.91
D	Pavimentó con cunetas	98	1,082.01	106,037.18
C	Espacios abiertos: áreas verdes	86	13,873.57	1,193,126.77
C	Calles de tierra	87	5,888.25	512,277.32
C	Techos de vivienda	98	20,613.15	2,020,089.17
C	Pavimento con cunetas	98	2,497.81	244,785.78
Total			78,579.99	7,298,056.59
CN				93

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.9: Número de Curva para la Sub Cuenca - 09 (SC-09)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	23,100.11	2,055,909.88
D	Calles de grava	91	9,596.59	873,289.33
D	Techos de vivienda	98	12,696.27	1,244,234.46
D	Pavimento con cunetas	98	528.25	51,768.50
C	Espacios abiertos: áreas verdes , cementerio	86	33,125.66	2,848,806.58
C	Calle de tierra	87	2,230.64	194,065.59
C	Techos de vivienda	98	13,809.20	1,353,301.38
C	Pavimento con cunetas	98	4,321.41	423,498.31
TOTAL			99,408.12	9,044,874.03
CN				91

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.10: Número de Curva para la Sub Cuenca - 10 (SC-10)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
D	Espacios abiertos: áreas verdes	89	12,833.38	1,142,170.81
D	Calles de tierra	87	4,311.78	375,124.60
D	Techos de vivienda	98	15,685.24	1,537,153.73
D	Pavimento	98	163.88	16,060.53
C	Espacios abiertos: áreas libres	86	29,318.15	2,521,360.75
C	Calle de tierra	87	8,192.09	712,711.83
C	Techos de vivienda	98	35,497.45	3,478,749.66
C	Pavimento con cunetas	98	5,220.89	511,647.34
Total			111,222.86	10,294,979.25
CN				93

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.11: Número de Curva para la Sub Cuenca - 11 (SC-11)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
C	Espacios abiertos: áreas libres	86	5,988.29	514,993.08
C	Techos de vivienda	98	10,470.53	1,026,111.64
C	Pavimento con cunetas	98	2,969.15	290,976.55
Total			19,427.97	1,832,081.27
CN				94

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro B.12: Número de Curva para la Sub Cuenca - 12 (SC-12)

Tipo de Suelo	Descripción de la Cobertura	CN	Area (m^2)	CN*Area
C	Espacios abiertos: áreas libres	86	5,806.38	499,348.99
C	Calle de tierra	87	587.53	51,115.11
C	Techos de vivienda	98	6,932.88	679,422.65
C	Pavimento con cunetas	98	2,546.45	249,552.41
Total			15,873.25	1,479,439.16
CN				93

Fuente: Elaboración Propia

Apéndice C

Cálculo de hietograma de diseño para el distrito de Carmen Alto

La ausencia de una serie cronológica de intensidad de la lluvia suficientemente larga para el distrito de Carmen Alto, se optó la utilización de una lluvia de proyecto en el estudio hidrológico. La curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF - Carmen Alto), se determinó con el método de IILA - SENAMHI - UNI, para una duración menor a tres horas y periodos de retorno de 10 años.

Cuadro C.1: Parámetro regional b

Región	parámetro b
Costa, Centro, Sur	0.5
Sierra	0.4
Costa, Norte, Selva	0.2

Fuente: R.N.E

La ecuación regional para duración menor a tres horas es:

$$I_{t,T_r} = a(1 + k \log T)(t + b)^{n-1} \quad \text{para } t \leq 3 \text{ horas} \quad (\text{C.1})$$

Donde:

- I : Intensidad de lluvia (mm/hr)
- a : Parámetro de intensidad (mm)
- K : Parámetro de frecuencia (adimensional)
- n : Parámetro de duración (adimensional)
- T : Tiempo de retorno

Los parámetros de a , K , y n es según las coordenadas de la zona de estudio, Carmen Alto se encuentra en la red hidrológica: 1239.

Se reajusta los valores de a y K para aproximarse a una intensidad real de la zona de estudio, para el presente estudio se toma la precipitación máxima de diseño de 24 horas.

$$a : 22.22$$

$$K : 0.553$$

$$n : 0.242$$

$$b : 0.40$$

Cuadro C.2: Hietograma de Precipitación Total de Diseño para $Tr=10$ años

t (min)	I (mm/h)	Lluvia acum (mm)	Δ de lluvia (mm)	Precip. (mm)	P acum (mm)
2	65.04	2.17	2.17	0.15	0.15
4	61.49	4.10	1.93	0.16	0.31
6	58.36	5.84	1.74	0.16	0.47
8	55.57	7.41	1.57	0.16	0.63
10	53.08	8.85	1.44	0.17	0.80
12	50.82	10.16	1.32	0.17	0.97
14	48.78	11.38	1.22	0.17	1.14
16	46.92	12.51	1.13	0.18	1.32
18	45.22	13.57	1.05	0.18	1.51
20	43.65	14.55	0.99	0.19	1.69
22	42.21	15.48	0.92	0.19	1.89
24	40.87	16.35	0.87	0.20	2.09
26	39.62	17.17	0.82	0.20	2.29
28	38.46	17.95	0.78	0.21	2.50
30	37.38	18.69	0.74	0.22	2.72
32	36.36	19.39	0.70	0.22	2.94
34	35.41	20.06	0.67	0.23	3.17
36	34.51	20.70	0.64	0.24	3.41
38	33.66	21.32	0.61	0.25	3.66
40	32.86	21.91	0.59	0.26	3.91
42	32.10	22.47	0.57	0.27	4.18
44	31.38	23.02	0.54	0.28	4.45
46	30.70	23.54	0.52	0.29	4.74
48	30.05	24.04	0.50	0.30	5.04
50	29.44	24.53	0.49	0.31	5.35
52	28.85	25.00	0.47	0.33	5.68
54	28.28	25.46	0.46	0.34	6.02
56	27.75	25.90	0.44	0.36	6.38
58	27.23	26.32	0.43	0.38	6.76
60	26.74	26.74	0.41	0.40	7.17
62	26.27	27.14	0.40	0.43	7.59
64	25.81	27.53	0.39	0.46	8.05
66	25.38	27.91	0.38	0.49	8.54

—continúa en la pág. siguiente—

Cuadro C.2: Continúa Hietograma de Precipitación Total de Diseño para $T_r=10$ años

t (min)	I (mm/h)	Lluvia acum (mm)	Δ de lluvia (mm)	Precip. (mm)	P acum (mm)
68	24.96	28.29	0.37	0.52	9.06
70	24.55	28.65	0.36	0.57	9.62
72	24.17	29.00	0.35	0.61	10.24
74	23.79	29.34	0.34	0.67	10.91
76	23.43	29.68	0.34	0.74	11.65
78	23.08	30.00	0.33	0.82	12.47
80	22.74	30.32	0.32	0.92	13.40
82	22.42	30.64	0.31	1.05	14.45
84	22.10	30.94	0.31	1.22	15.67
86	21.80	31.24	0.30	1.44	17.10
88	21.50	31.53	0.29	1.74	18.84
90	21.21	31.82	0.29	2.17	21.01
92	20.94	32.10	0.28	1.93	22.94
94	20.67	32.38	0.28	1.57	24.51
96	20.40	32.65	0.27	1.32	25.83
98	20.15	32.91	0.27	1.13	26.96
100	19.90	33.17	0.26	0.99	27.95
102	19.66	33.43	0.26	0.87	28.82
104	19.43	33.68	0.25	0.78	29.60
106	19.20	33.93	0.25	0.70	30.30
108	18.98	34.17	0.24	0.64	30.94
110	18.77	34.41	0.24	0.59	31.53
112	18.56	34.64	0.23	0.54	32.07
114	18.35	34.87	0.23	0.50	32.58
116	18.15	35.10	0.23	0.47	33.05
118	17.96	35.32	0.22	0.44	33.49
120	17.77	35.54	0.22	0.41	33.91
122	17.59	35.76	0.22	0.39	34.30
124	17.41	35.97	0.21	0.37	34.67
126	17.23	36.18	0.21	0.35	35.02
128	17.06	36.39	0.21	0.34	35.35
130	16.89	36.59	0.20	0.32	35.67
132	16.72	36.79	0.20	0.31	35.98
134	16.56	36.99	0.20	0.29	36.27
136	16.41	37.19	0.20	0.28	36.55
138	16.25	37.38	0.19	0.27	36.82
140	16.10	37.57	0.19	0.26	37.08
142	15.96	37.76	0.19	0.25	37.34
144	15.81	37.95	0.19	0.24	37.58
146	15.67	38.13	0.18	0.23	37.81
148	15.53	38.31	0.18	0.23	38.04
150	15.40	38.49	0.18	0.22	38.26
152	15.26	38.67	0.18	0.21	38.47

—continúa en la pág. siguiente—

Cuadro C.2: Continúa Hietograma de Precipitación Total de Diseño para $T_r=10$ años

t (min)	I (mm/h)	Lluvia acum (mm)	Δ de lluvia (mm)	Precip. (mm)	P acum (mm)
154	15.13	38.84	0.17	0.21	38.68
156	15.01	39.01	0.17	0.20	38.88
158	14.88	39.19	0.17	0.20	39.08
160	14.76	39.35	0.17	0.19	39.27
162	14.64	39.52	0.17	0.19	39.45
164	14.52	39.69	0.16	0.18	39.63
166	14.40	39.85	0.16	0.18	39.81
168	14.29	40.01	0.16	0.17	39.98
170	14.18	40.17	0.16	0.17	40.15
172	14.07	40.33	0.16	0.16	40.32
174	13.96	40.48	0.16	0.16	40.48
176	13.85	40.64	0.15	0.16	40.64
178	13.75	40.79	0.15	0.15	40.79
180	13.65	40.94	0.15	0.15	40.94

Fuente: Elaboración Propia

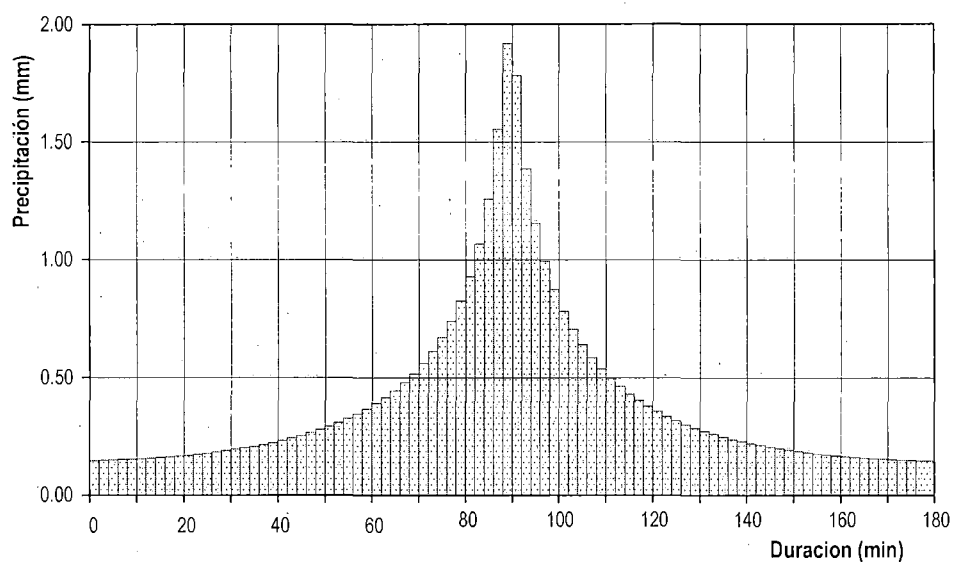


Figura C.1: Hietograma de Precipitación Total de Diseño para $T_r=10$ años

Apéndice D

Cálculo de Hidrograma de Caudales por el Método SCS

D.1. Cálculo de Precipitación Efectiva

El cálculo se realiza para la sub Cuenca N° 05 - Av. Los Libertadores (Acuchimay - Av. Ramón Castilla), aplicando las siguientes fórmulas desarrolladas se determina la precipitación efectiva:

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S}, \quad \text{para : } P \geq I_a \quad (\text{D.1})$$

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (\text{D.2})$$

$$I_a = 0.2S \quad (\text{D.3})$$

$$P_e = P - I_a - F_a \quad (\text{D.4})$$

y para $CN = 95 \%$

Cuadro D.1: Hietograma de Precipitación Efectiva para $Tr=10$ años

t (min)	P acum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum. (mm)	Hietograma de Pe(mm)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000
2	0.153	0.153	0.000	0.000	0.0000
4	0.309	0.309	0.000	0.000	0.0000
6	0.469	0.469	0.000	0.000	0.0000
8	0.632	0.632	0.000	0.000	0.0000
10	0.798	0.798	0.000	0.000	0.0000
12	0.969	0.969	0.000	0.000	0.0000
14	1.144	1.144	0.000	0.000	0.0000
16	1.323	1.323	0.000	0.000	0.0000
18	1.506	1.506	0.000	0.000	0.0000
20	1.694	1.694	0.000	0.000	0.0000

--continúa en la página siguiente--

Cuadro D.1: Continúa Hietograma de Precipitación Efectiva para Tr=10 años

t (min)	P acum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum. (mm)	Hietograma de Pe(mm)	
22	1.888	1.888	0.000	0.000	0.0000	
24	2.086	2.086	0.000	0.000	0.0000	
26	2.290	2.290	0.000	0.000	0.0000	
28	2.501	2.501	0.000	0.000	0.0000	
30	2.717	2.674	0.043	0.000	0.0001	Pulso 1
32	2.940	2.674	0.261	0.005	0.0051	Pulso 2
34	3.171	2.674	0.479	0.018	0.0126	Pulso 3
36	3.409	2.674	0.697	0.038	0.0205	Pulso 4
38	3.656	2.674	0.915	0.067	0.0289	Pulso 5
40	3.911	2.674	1.133	0.105	0.0377	Pulso 6
42	4.177	2.674	1.351	0.152	0.0470	Pulso 7
44	4.452	2.674	1.570	0.209	0.0569	Pulso 8
46	4.739	2.674	1.789	0.276	0.0676	Pulso 9
48	5.038	2.674	2.009	0.355	0.0790	Pulso 10
50	5.351	2.674	2.230	0.447	0.0913	Pulso 11
52	5.678	2.674	2.453	0.551	0.1046	Pulso 12
54	6.021	2.674	2.677	0.670	0.1191	Pulso 13
56	6.382	2.674	2.903	0.805	0.1350	Pulso 14
58	6.763	2.674	3.132	0.958	0.1526	Pulso 15
60	7.166	2.674	3.363	1.130	0.1720	Pulso 16
62	7.594	2.674	3.596	1.324	0.1936	Pulso 17
64	8.049	2.674	3.834	1.542	0.2180	Pulso 18
66	8.536	2.674	4.075	1.787	0.2456	Pulso 19
68	9.059	2.674	4.321	2.064	0.2771	Pulso 20
70	9.624	2.674	4.573	2.378	0.3134	Pulso 21
72	10.238	2.674	4.831	2.734	0.3559	Pulso 22
74	10.909	2.674	5.096	3.139	0.4059	Pulso 23
76	11.649	2.674	5.370	3.605	0.4658	Pulso 24
78	12.472	2.674	5.654	4.144	0.5386	Pulso 25
80	13.396	2.674	5.950	4.773	0.6286	Pulso 26
82	14.449	2.674	6.261	5.515	0.7423	Pulso 27
84	15.667	2.674	6.589	6.405	0.8896	Pulso 28
86	17.104	2.674	6.939	7.491	1.0861	Pulso 29
88	18.840	2.674	7.317	8.849	1.3584	Pulso 30
90	21.008	2.674	7.731	10.603	1.7543	Pulso 31
92	22.940	2.674	8.055	12.211	1.6076	Pulso 32
94	24.513	2.674	8.292	13.547	1.3363	Pulso 33
96	25.832	2.674	8.476	14.683	1.1358	Pulso 34
98	26.962	2.674	8.623	15.666	0.9832	Pulso 35
100	27.947	2.674	8.744	16.530	0.8641	Pulso 36
102	28.818	2.674	8.846	17.299	0.7690	Pulso 37
104	29.598	2.674	8.933	17.991	0.6917	Pulso 38
106	30.301	2.674	9.009	18.619	0.6277	Pulso 39

—continúa en la página siguiente—

Cuadro D.1: Continúa Hietograma de Precipitación Efectiva para Tr=10 años

t (min)	P acum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum. (mm)	Hietograma de Pe(mm)	
108	30.943	2.674	9.076	19.193	0.5741	Pulso 40
110	31.531	2.674	9.136	19.721	0.5286	Pulso 41
112	32.074	2.674	9.190	20.211	0.4896	Pulso 42
114	32.579	2.674	9.239	20.667	0.4558	Pulso 43
116	33.050	2.674	9.283	21.093	0.4262	Pulso 44
118	33.491	2.674	9.324	21.493	0.4002	Pulso 45
120	33.905	2.674	9.361	21.870	0.3772	Pulso 46
122	34.297	2.674	9.396	22.227	0.3567	Pulso 47
124	34.668	2.674	9.429	22.565	0.3383	Pulso 48
126	35.020	2.674	9.459	22.887	0.3217	Pulso 49
128	35.355	2.674	9.487	23.194	0.3066	Pulso 50
130	35.674	2.674	9.514	23.487	0.2929	Pulso 51
132	35.980	2.674	9.539	23.767	0.2805	Pulso 52
134	36.273	2.674	9.563	24.036	0.2690	Pulso 53
136	36.554	2.674	9.586	24.295	0.2585	Pulso 54
138	36.825	2.674	9.608	24.543	0.2488	Pulso 55
140	37.085	2.674	9.628	24.783	0.2398	Pulso 56
142	37.336	2.674	9.648	25.015	0.2315	Pulso 57
144	37.578	2.674	9.666	25.238	0.2237	Pulso 58
146	37.813	2.674	9.684	25.455	0.2165	Pulso 59
148	38.039	2.674	9.701	25.664	0.2097	Pulso 60
150	38.259	2.674	9.718	25.868	0.2034	Pulso 61
152	38.473	2.674	9.734	26.065	0.1975	Pulso 62
154	38.680	2.674	9.749	26.257	0.1919	Pulso 63
156	38.881	2.674	9.764	26.444	0.1866	Pulso 64
158	39.077	2.674	9.778	26.626	0.1817	Pulso 65
160	39.268	2.674	9.791	26.803	0.1770	Pulso 66
162	39.453	2.674	9.805	26.975	0.1725	Pulso 67
164	39.635	2.674	9.818	27.143	0.1683	Pulso 68
166	39.811	2.674	9.830	27.308	0.1644	Pulso 69
168	39.984	2.674	9.842	27.468	0.1606	Pulso 70
170	40.153	2.674	9.854	27.625	0.1569	Pulso 71
172	40.318	2.674	9.865	27.779	0.1535	Pulso 72
174	40.479	2.674	9.876	27.929	0.1502	Pulso 73
176	40.637	2.674	9.887	28.076	0.1471	Pulso 74
178	40.791	2.674	9.897	28.220	0.1441	Pulso 75
180	40.943	2.674	9.907	28.361	0.1412	Pulso 76

Fuente: Elaboración Propia

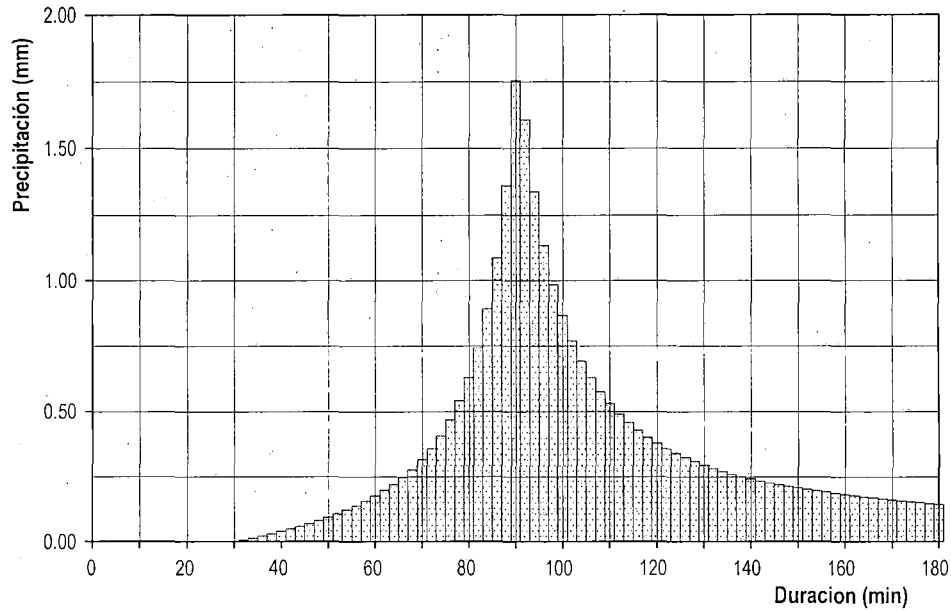


Figura D.1: Hietograma de Precipitación Efectiva de Diseño para $T_r=10$ años

D.2. Hidrograma Unitario del SCS

El cálculo se realiza para la Sub Cuenca N° 05 - Av. Los Libertadores (Acuchimay - Av. Ramón Castilla), aplicando las siguientes fórmulas desarrolladas se determina el caudal pico q_p y el tiempo T_p .

$$T_c = 0.0194L^{0.77}S^{-0.385} \quad (D.5)$$

$$t_p = 0.6T_c \quad (D.6)$$

$$t_r < 29\%t_p \quad (D.7)$$

$$T_p = \frac{T_r}{2} + t_p \quad (D.8)$$

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p} \quad (D.9)$$

$L = 446.26 \text{ m}$	$S = 0.074 \text{ m/m}$	$A = 0.0379 \text{ Km}^2$
------------------------	-------------------------	---------------------------

$T_c(min)$	: 5.8212	
$t_p(min)$	: 3.4927	
$t_r(min)$	: 1.00	tr < 29 % tp = 1.01
$T_p(min)$	: 3.993	
$q_p(m3/s/mm)$	: 0.11847	

Cuadro D.2: Cálculo de Hidrograma Unitario del SCS

t/Tp	q/qp	t (min)	q (m3/s/mm)
0.000	0.000	0.000	0.00000
0.100	0.030	0.399	0.00355
0.200	0.100	0.799	0.01185
0.300	0.190	1.198	0.02251
0.400	0.310	1.597	0.03673
0.500	0.470	1.996	0.05568
0.600	0.660	2.396	0.07819
0.700	0.820	2.795	0.09715
0.800	0.930	3.194	0.11018
0.900	0.990	3.593	0.11729
1.000	1.000	3.993	0.11847
1.100	0.990	4.392	0.11729
1.200	0.930	4.791	0.11018
1.300	0.860	5.191	0.10189
1.400	0.780	5.590	0.09241
1.500	0.680	5.989	0.08056
1.600	0.560	6.388	0.06635
1.700	0.460	6.788	0.05450
1.800	0.390	7.187	0.04621
1.900	0.330	7.586	0.03910
2.000	0.280	7.985	0.03317
2.200	0.207	8.784	0.02452
2.400	0.147	9.583	0.01742
2.600	0.107	10.381	0.01268
2.800	0.077	11.180	0.00912
3.000	0.055	11.978	0.00652
3.200	0.040	12.777	0.00474
3.400	0.029	13.575	0.00344
3.600	0.021	14.374	0.00249
3.800	0.015	15.172	0.00178
4.000	0.011	15.971	0.00130
4.500	0.005	17.967	0.00059
5.000	0.000	19.964	0.00000

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro D.3: Matriz de Ordenada del HU de SCS

t (min)	q (m3/s/mm)
2	0.05588836
4	0.11845299
6	0.07984961
8	0.03301514
10	0.01493823
12	0.00646748
14	0.00293161
16	0.00129285
18	0.00058265
20	0.00000000

Fuente: Elaboración Propia.

La ecuación de convolución discreta puede expresarse en forma matricial de la siguiente manera:

$$[P] \cdot [U] = [Q] \quad (D.10)$$

Cuadro D.4: Cálculo Matricial de Hidrograma Unitario del SCS

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	t (min)	Q (m3/s/mm)	t (min)	Q (m3/seg)
1	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0.0559	2	0.0000
2	0.005	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0.1185	4	0.0003
3	0.012	0.005	0.000	0	0	0	0	0	0	0	6	0.0798	6	0.0012
4	0.019	0.012	0.005	0.000	0	0	0	0	0	0	8	0.0330	8	0.0028
5	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	0	0	0	0	0	10	0.0149	10	0.0049
6	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	0	0	0	0	12	0.0065	12	0.0072
7	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	0	0	0	14	0.0029	14	0.0097
8	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	0	0	16	0.0013	16	0.0124
9	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	0	18	0.0006	18	0.0154
10	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005	0.000	20	0.0000	20	0.0185
11	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012	0.005			22	0.0220
12	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019	0.012			24	0.0258
13	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027	0.019			26	0.0299
14	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036	0.027			28	0.0344
15	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045	0.036			30	0.0393
16	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054	0.045			32	0.0448
17	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065	0.054			34	0.0509
18	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076	0.065			36	0.0577
19	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089	0.076			38	0.0653
20	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103	0.089			40	0.0738
21	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118	0.103			42	0.0835
22	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134	0.118			44	0.0946
23	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153	0.134			46	0.1072
24	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173	0.153			48	0.1219

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro D.4: Continúa el Cálculo Matricial de Hidrograma Unitario del SCS

25	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196	0.173				50	0.1392
26	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222	0.196				52	0.1597
27	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250	0.222				54	0.1845
28	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283	0.250				56	0.2155
29	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321	0.283				58	0.2557
30	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364	0.321				60	0.3116
31	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414	0.364				62	0.3903
32	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473	0.414				64	0.4641
33	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543	0.473				66	0.4800
34	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629	0.543				68	0.4403
35	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736	0.629				70	0.3861
36	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875	0.736				72	0.3374
37	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067	0.875				74	0.2969
38	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362	1.067				76	0.2640
39	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742	1.362				78	0.2370
40	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664	1.742				80	0.2145
41	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321	1.664				82	0.1957
42	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114	1.321				84	0.1797
43	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969	1.114				86	0.1659
44	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859	0.969				88	0.1539
45	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771	0.859				90	0.1433
46	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698	0.771				92	0.1340
47	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638	0.698				94	0.1256
48	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586	0.638				96	0.1181
49	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541	0.586				98	0.1113
50	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501	0.541				100	0.1052
51	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467	0.501				102	0.0996

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro D.4: Continúa el Cálculo Matricial de Hidrograma Unitario del SCS

52	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436	0.467			104	0.0946
53	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408	0.436			106	0.0900
54	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384	0.408			108	0.0858
55	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362	0.384			110	0.0820
56	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341	0.362			112	0.0785
57	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323	0.341			114	0.0753
58	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307	0.323			116	0.0724
59	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292	0.307			118	0.0697
60	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278	0.292			120	0.0672
61	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265	0.278			122	0.0650
62	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254	0.265			124	0.0629
63	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243	0.254			126	0.0611
64	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234	0.243			128	0.0593
65	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225	0.234			130	0.0578
66	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217	0.225			132	0.0564
67	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210	0.217			134	0.0551
68	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203	0.210			136	0.0539
69	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197	0.203			138	0.0528
70	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191	0.197			140	0.0519
71	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186	0.191			142	0.0510
72	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181	0.186			144	0.0503
73	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177	0.181			146	0.0496
74	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173	0.177			148	0.0490
75	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170	0.173			150	0.0485
76	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166	0.170			152	0.0480
77	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164	0.166			154	0.0393
78	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161	0.164			156	0.0212

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro D.4: Continúa el Cálculo Matricial de Hidrograma Unitario del SCS

79	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159	0.161				158	0.0090
80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157	0.159				160	0.0040
81	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155	0.157				162	0.0017
82	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154	0.155				164	0.0007
83	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152	0.154				166	0.0003
84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151	0.152				168	0.0001
85	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151				170	0.0000

Fuente: Elaboración Propia

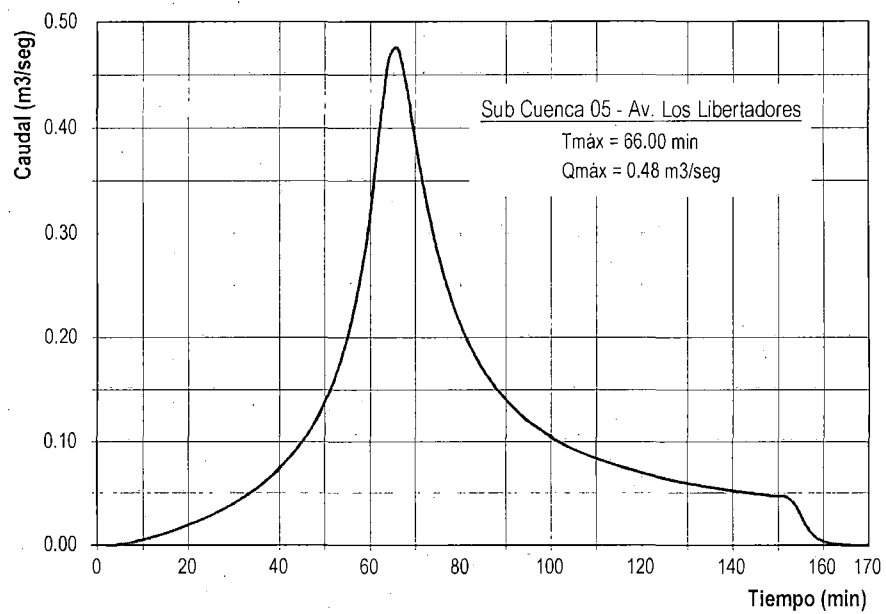


Figura D.2: Hidrograma de Caudal - Sub Cuenca 05: Av. Los Libertadores

Apéndice E

Cálculo de Hidrograma de Caudales por el Método de Onda Cinemática

La ecuación general para la transformación de precipitación- escorrentía por el método de la Onda Cinemática es:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + \left(\frac{5}{3} S_0^{3/10} . n^{-3/5}\right) (q_{x1}^1)^{2/5} \left(\frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x}\right) = \left(\frac{5}{3} S_0^{3/10} . n^{-3/5}\right) (q_{x1}^1)^{2/5} (i - f) \quad (E.1)$$

Datos:

Sub. Cuenca	n	s(m/m)	L(m)	W(m)	Δx (m)	Δt (seg)
Sc -05	0.014	0.074	446.26	84.93	78.38	120

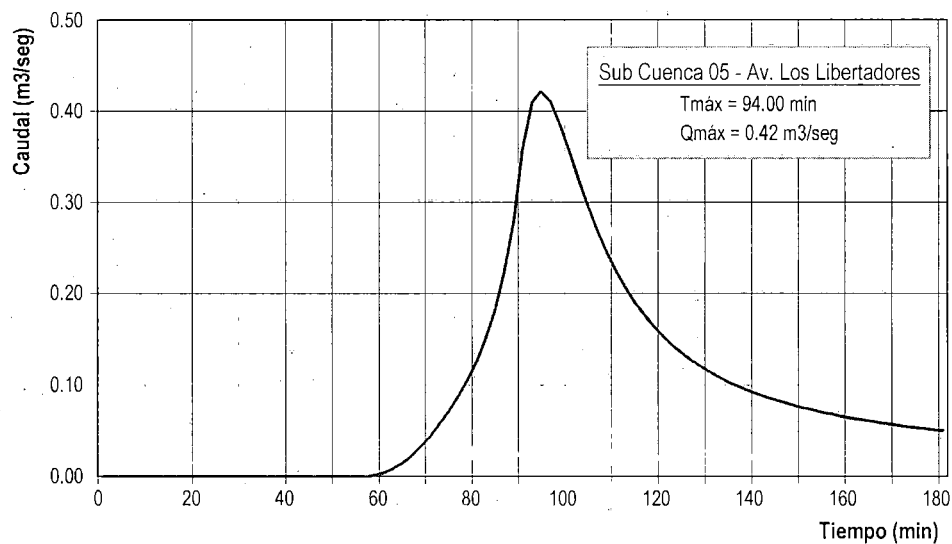


Figura E.1: Hidrograma de Caudales de la Sub Cuenca - 05

Cuadro E.1: Transformación Precipitación - Escorrentía por el método de Onda Cinemática

t (min)	(i-f) (m/s)	q(m3/s/m)							Q (m3/s)
		x=0.00m	x=74.38m	x=148.76m	x=223.14m	x=297.52m	x=371.90m	x=446.26m	
0	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
2	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
4	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
6	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
8	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
10	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
12	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
14	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
16	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
18	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
20	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
22	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
24	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
26	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
28	0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
30	1.169E-09	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
32	4.23E-08	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
34	1.051E-07	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
36	1.711E-07	0.000000	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
38	2.405E-07	0.000000	0.000003	0.000003	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
40	3.139E-07	0.000000	0.000005	0.000006	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
42	3.917E-07	0.000000	0.000008	0.000010	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
44	4.745E-07	0.000000	0.000012	0.000016	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
46	5.631E-07	0.000000	0.000017	0.000024	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.1: (Continuación)

t (min)	(i-f) (m/s)	q(m ³ /s/m)							Q (m ³ /s)
		x=0.00m	x=74.38m	x=148.76m	x=223.14m	x=297.52m	x=371.90m	x=446.26m	
48	6.582E-07	0.000000	0.000023	0.000034	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
50	7.607E-07	0.000000	0.000029	0.000046	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
52	8.718E-07	0.000000	0.000037	0.000059	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
54	9.928E-07	0.000000	0.000045	0.000075	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
56	1.125E-06	0.000000	0.000054	0.000093	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000
58	1.271E-06	0.000000	0.000064	0.000112	0.000000	0.000015	0.000019	0.000020	0.0017
60	1.433E-06	0.000000	0.000076	0.000134	0.000059	0.000050	0.000051	0.000052	0.0044
62	1.614E-06	0.000000	0.000088	0.000158	0.000126	0.000107	0.000101	0.000101	0.0085
64	1.816E-06	0.000000	0.000101	0.000185	0.000192	0.000181	0.000173	0.000169	0.0144
66	2.046E-06	0.000000	0.000117	0.000214	0.000256	0.000266	0.000264	0.000261	0.0221
68	2.309E-06	0.000000	0.000134	0.000248	0.000320	0.000356	0.000370	0.000374	0.0318
70	2.612E-06	0.000000	0.000153	0.000285	0.000385	0.000450	0.000488	0.000508	0.0432
72	2.966E-06	0.000000	0.000176	0.000329	0.000455	0.000550	0.000616	0.000659	0.0560
74	3.383E-06	0.000000	0.000202	0.000380	0.000532	0.000657	0.000755	0.000827	0.0702
76	3.882E-06	0.000000	0.000233	0.000439	0.000621	0.000778	0.000908	0.001013	0.0860
78	4.489E-06	0.000000	0.000271	0.000511	0.000726	0.000917	0.001083	0.001223	0.1039
80	5.239E-06	0.000000	0.000317	0.000599	0.000854	0.001083	0.001288	0.001469	0.1248
82	6.186E-06	0.000000	0.000375	0.000709	0.001013	0.001288	0.001539	0.001765	0.1499
84	7.413E-06	0.000000	0.000449	0.000851	0.001216	0.001549	0.001855	0.002135	0.1813
86	9.051E-06	0.000000	0.000548	0.001038	0.001484	0.001893	0.002269	0.002617	0.2223
88	1.132E-05	0.000000	0.000684	0.001296	0.001852	0.002363	0.002834	0.003271	0.2779
90	1.462E-05	0.000000	0.000881	0.001668	0.002382	0.003039	0.003646	0.004209	0.3575
92	1.34E-05	0.000000	0.000938	0.001817	0.002640	0.003410	0.004133	0.004810	0.4086
94	1.114E-05	0.000000	0.000885	0.001759	0.002609	0.003427	0.004211	0.004961	0.4214
96	9.465E-06	0.000000	0.000798	0.001618	0.002440	0.003252	0.004048	0.004825	0.4098

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.1: (Continuación)

t (min)	(i-f) (m/s)	q(m ³ /s/m)							Q (m ³ /s)
		x=0.00m	x=74.38m	x=148.76m	x=223.14m	x=297.52m	x=371.90m	x=446.26m	
98	8.194E-06	0.000000	0.000710	0.001457	0.002223	0.002996	0.003769	0.004535	0.3852
100	7.201E-06	0.000000	0.000631	0.001303	0.002004	0.002722	0.003450	0.004183	0.3553
102	6.408E-06	0.000000	0.000562	0.001167	0.001802	0.002460	0.003135	0.003822	0.3246
104	5.764E-06	0.000000	0.000504	0.001048	0.001623	0.002223	0.002843	0.003479	0.2955
106	5.231E-06	0.000000	0.000456	0.000947	0.001468	0.002014	0.002581	0.003166	0.2689
108	4.784E-06	0.000000	0.000414	0.000861	0.001335	0.001833	0.002351	0.002888	0.2453
110	4.405E-06	0.000000	0.000379	0.000787	0.001220	0.001675	0.002150	0.002643	0.2245
112	4.08E-06	0.000000	0.000349	0.000724	0.001121	0.001539	0.001975	0.002428	0.2062
114	3.798E-06	0.000000	0.000323	0.000669	0.001036	0.001421	0.001822	0.002240	0.1903
116	3.552E-06	0.000000	0.000300	0.000622	0.000961	0.001317	0.001689	0.002075	0.1763
118	3.335E-06	0.000000	0.000281	0.000580	0.000896	0.001227	0.001572	0.001931	0.1640
120	3.143E-06	0.000000	0.000263	0.000544	0.000839	0.001147	0.001469	0.001803	0.1531
122	2.972E-06	0.000000	0.000248	0.000511	0.000788	0.001077	0.001378	0.001690	0.1435
124	2.819E-06	0.000000	0.000234	0.000482	0.000743	0.001014	0.001297	0.001589	0.1350
126	2.68E-06	0.000000	0.000222	0.000456	0.000702	0.000958	0.001224	0.001499	0.1274
128	2.555E-06	0.000000	0.000211	0.000433	0.000666	0.000908	0.001159	0.001419	0.1205
130	2.441E-06	0.000000	0.000201	0.000412	0.000633	0.000862	0.001100	0.001346	0.1143
132	2.337E-06	0.000000	0.000191	0.000393	0.000603	0.000821	0.001047	0.001280	0.1087
134	2.242E-06	0.000000	0.000183	0.000375	0.000576	0.000784	0.000999	0.001220	0.1036
136	2.154E-06	0.000000	0.000175	0.000360	0.000551	0.000749	0.000954	0.001166	0.0990
138	2.073E-06	0.000000	0.000168	0.000345	0.000528	0.000718	0.000914	0.001116	0.0948
140	1.998E-06	0.000000	0.000162	0.000331	0.000507	0.000689	0.000877	0.001070	0.0909
142	1.929E-06	0.000000	0.000156	0.000319	0.000488	0.000663	0.000843	0.001028	0.0873
144	1.864E-06	0.000000	0.000150	0.000307	0.000470	0.000638	0.000811	0.000989	0.0840
146	1.804E-06	0.000000	0.000145	0.000297	0.000454	0.000615	0.000782	0.000952	0.0809

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.1: (Continuación)

t (min)	(i-f) (m/s)	q(m ³ /s/m)							Q (m ³ /s)
		x=0.00m	x=74.38m	x=148.76m	x=223.14m	x=297.52m	x=371.90m	x=446.26m	
148	1.748E-06	0.000000	0.000140	0.000287	0.000438	0.000594	0.000754	0.000919	0.0780
150	1.695E-06	0.000000	0.000136	0.000277	0.000424	0.000574	0.000729	0.000888	0.0754
152	1.646E-06	0.000000	0.000132	0.000269	0.000410	0.000556	0.000705	0.000859	0.0729
154	1.599E-06	0.000000	0.000128	0.000261	0.000398	0.000539	0.000683	0.000831	0.0706
156	1.555E-06	0.000000	0.000124	0.000253	0.000386	0.000522	0.000662	0.000806	0.0684
158	1.514E-06	0.000000	0.000121	0.000246	0.000375	0.000507	0.000643	0.000782	0.0664
160	1.475E-06	0.000000	0.000117	0.000239	0.000364	0.000493	0.000625	0.000759	0.0645
162	1.438E-06	0.000000	0.000114	0.000233	0.000354	0.000479	0.000607	0.000738	0.0627
164	1.403E-06	0.000000	0.000111	0.000227	0.000345	0.000467	0.000591	0.000718	0.0610
166	1.37E-06	0.000000	0.000109	0.000221	0.000336	0.000455	0.000576	0.000699	0.0594
168	1.338E-06	0.000000	0.000106	0.000215	0.000328	0.000443	0.000561	0.000681	0.0579
170	1.308E-06	0.000000	0.000103	0.000210	0.000320	0.000432	0.000547	0.000664	0.0564
172	1.279E-06	0.000000	0.000101	0.000205	0.000312	0.000422	0.000534	0.000648	0.0551
174	1.252E-06	0.000000	0.000099	0.000201	0.000305	0.000412	0.000521	0.000633	0.0538
176	1.226E-06	0.000000	0.000097	0.000196	0.000298	0.000403	0.000510	0.000618	0.0525
178	1.201E-06	0.000000	0.000095	0.000192	0.000292	0.000394	0.000498	0.000604	0.0513
180	1.177E-06	0.000000	0.000093	0.000188	0.000286	0.000386	0.000487	0.000591	0.0502

Fuente: Elaboración Propia

Con el mismo procedimiento se determinó para el resto de las Sub Cuencas, el resumen indica en el cuadro E.

Cuadro E.2: Resumen de Transformación Precipitación - Escorrentía por el método de Onda Cinemática

SC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L (m)	1626.32	1186.91	674.54	1329.82	446.26	793.04	761.72	663.12	583.33	701.79	235.99	303.6
W (m)	271.27	207.35	366.3	56.46	84.94	134.47	124.19	118.50	170.41	158.48	82.33	52.88
S	0.0533	0.0386	0.0585	0.0614	0.074	0.092	0.1045	0.1195	0.1203	0.1065	0.1108	0.1281
n	0.018	0.018	0.019	0.013	0.014	0.015	0.016	0.015	0.017	0.015	0.014	0.015
x (m)	271.05	197.82	112.42	221.64	74.38	132.17	126.95	110.52	97.22	116.97	39.33	39.33
t (seg)	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
t (min)	Q (m3/s)											
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
32	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.2: (Continuación)

SC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
t (min)	Q (m ³ /s)											
34	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
36	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
38	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
42	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
44	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000
46	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0000
48	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0013	0.0001
50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0006	0.0000	0.0000	0.0021	0.0003
52	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008	0.0012	0.0000	0.0000	0.0032	0.0006
54	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017	0.0023	0.0000	0.0000	0.0046	0.0011
56	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032	0.0039	0.0000	0.0000	0.0064	0.0018
58	0.0000	0.0000	0.0000	0.0023	0.0017	0.0017	0.0052	0.0062	0.0000	0.0000	0.0086	0.0028
60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0061	0.0044	0.0046	0.0081	0.0093	0.0000	0.0000	0.0112	0.0040
62	0.0000	0.0000	0.0000	0.0115	0.0085	0.0089	0.0121	0.0136	0.0000	0.0000	0.0141	0.0056
64	0.0000	0.0001	0.0000	0.0187	0.0144	0.0150	0.0175	0.0194	0.0000	0.0000	0.0175	0.0074
66	0.0001	0.0004	0.0000	0.0284	0.0221	0.0235	0.0246	0.0268	0.0000	0.0000	0.0212	0.0096
68	0.0004	0.0010	0.0000	0.0409	0.0318	0.0350	0.0338	0.0364	0.0000	0.0000	0.0255	0.0120
70	0.0012	0.0020	0.0000	0.0570	0.0432	0.0502	0.0456	0.0484	0.0000	0.0000	0.0303	0.0149
72	0.0026	0.0037	0.0000	0.0770	0.0560	0.0697	0.0606	0.0633	0.0000	0.0000	0.0358	0.0181
74	0.0051	0.0065	0.0000	0.1012	0.0702	0.0941	0.0793	0.0816	0.0000	0.0000	0.0421	0.0219
76	0.0094	0.0109	0.0000	0.1301	0.0860	0.1241	0.1026	0.1038	0.0000	0.0000	0.0494	0.0263
78	0.0165	0.0177	0.0000	0.1639	0.1039	0.1605	0.1315	0.1308	0.0000	0.0000	0.0581	0.0315
80	0.0278	0.0281	0.0000	0.2031	0.1248	0.2044	0.1672	0.1636	0.0000	0.0000	0.0686	0.0378
82	0.0460	0.0440	0.0000	0.2489	0.1499	0.2578	0.2119	0.2042	0.0586	0.0929	0.0816	0.0456

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.2: (Continuación)

SC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
t (min)	Q (m3/s)											
84	0.0749	0.0687	0.0000	0.3034	0.1813	0.3243	0.2687	0.2555	0.1400	0.2141	0.0981	0.0556
86	0.1217	0.1073	0.0001	0.3710	0.2223	0.4104	0.3436	0.3231	0.2389	0.3520	0.1203	0.0690
88	0.1992	0.1693	0.0018	0.4612	0.2779	0.5310	0.4497	0.4194	0.3640	0.5169	0.1528	0.0887
90	0.3323	0.2729	0.0100	0.5829	0.3575	0.7010	0.6007	0.5565	0.5296	0.7263	0.1987	0.1167
92	0.4835	0.3876	0.0257	0.6877	0.4086	0.8475	0.7320	0.6690	0.6714	0.8972	0.2247	0.1335
94	0.6289	0.4951	0.0460	0.7440	0.4214	0.9194	0.7975	0.7140	0.7415	0.9743	0.2190	0.1313
96	0.7649	0.5924	0.0692	0.7669	0.4098	0.9404	0.8178	0.7162	0.7625	0.9902	0.2014	0.1217
98	0.8896	0.6779	0.0941	0.7659	0.3852	0.9272	0.8074	0.6925	0.7517	0.9675	0.1813	0.1101
100	1.0015	0.7506	0.1196	0.7483	0.3553	0.8926	0.7778	0.6549	0.7218	0.9227	0.1623	0.0990
102	1.0995	0.8099	0.1451	0.7198	0.3246	0.8461	0.7376	0.6114	0.6822	0.8673	0.1456	0.0891
104	1.1830	0.8558	0.1697	0.6849	0.2955	0.7943	0.6926	0.5669	0.6387	0.8084	0.1313	0.0806
106	1.2516	0.8889	0.1929	0.6468	0.2689	0.7415	0.6466	0.5240	0.5951	0.7502	0.1192	0.0733
108	1.3055	0.9101	0.2142	0.6079	0.2453	0.6901	0.6019	0.4840	0.5532	0.6950	0.1088	0.0670
110	1.3452	0.9208	0.2331	0.5695	0.2245	0.6416	0.5597	0.4475	0.5141	0.6440	0.0999	0.0616
112	1.3717	0.9224	0.2493	0.5327	0.2062	0.5967	0.5206	0.4144	0.4782	0.5974	0.0922	0.0569
114	1.3863	0.9163	0.2628	0.4980	0.1903	0.5555	0.4848	0.3847	0.4455	0.5551	0.0855	0.0528
116	1.3904	0.9042	0.2734	0.4656	0.1763	0.5179	0.4521	0.3581	0.4159	0.5170	0.0796	0.0492
118	1.3853	0.8872	0.2814	0.4356	0.1640	0.4838	0.4224	0.3341	0.3890	0.4826	0.0743	0.0460
120	1.3727	0.8667	0.2869	0.4080	0.1531	0.4528	0.3955	0.3126	0.3648	0.4516	0.0696	0.0431
122	1.3538	0.8435	0.2901	0.3827	0.1435	0.4248	0.3711	0.2933	0.3428	0.4237	0.0654	0.0405
124	1.3300	0.8187	0.2914	0.3595	0.1350	0.3993	0.3490	0.2758	0.3228	0.3983	0.0616	0.0382
126	1.3023	0.7928	0.2910	0.3382	0.1274	0.3762	0.3288	0.2599	0.3047	0.3754	0.0582	0.0361
128	1.2719	0.7665	0.2892	0.3187	0.1205	0.3551	0.3105	0.2455	0.2882	0.3545	0.0551	0.0342
130	1.2394	0.7401	0.2862	0.3009	0.1143	0.3359	0.2938	0.2324	0.2731	0.3355	0.0523	0.0325
132	1.2057	0.7140	0.2824	0.2845	0.1087	0.3184	0.2785	0.2205	0.2594	0.3182	0.0497	0.0309

Continúa en la pag. siguiente

Cuadro E.2: (Continuación)

SC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
t (min)	Q (m3/s)											
134	1.1714	0.6885	0.2778	0.2695	0.1036	0.3023	0.2646	0.2096	0.2467	0.3024	0.0473	0.0294
136	1.1368	0.6637	0.2728	0.2558	0.0990	0.2876	0.2517	0.1996	0.2352	0.2878	0.0451	0.0281
138	1.1024	0.6397	0.2674	0.2431	0.0948	0.2741	0.2400	0.1904	0.2245	0.2745	0.0432	0.0268
140	1.0684	0.6167	0.2617	0.2314	0.0909	0.2617	0.2292	0.1819	0.2147	0.2622	0.0413	0.0257
142	1.0351	0.5946	0.2559	0.2207	0.0873	0.2502	0.2192	0.1742	0.2057	0.2510	0.0397	0.0247
144	1.0027	0.5735	0.2500	0.2108	0.0840	0.2397	0.2100	0.1670	0.1973	0.2406	0.0381	0.0237
146	0.9713	0.5534	0.2441	0.2017	0.0809	0.2300	0.2015	0.1604	0.1896	0.2310	0.0367	0.0229
148	0.9409	0.5343	0.2383	0.1932	0.0780	0.2210	0.1937	0.1543	0.1825	0.2221	0.0354	0.0220
150	0.9116	0.5161	0.2326	0.1854	0.0754	0.2127	0.1865	0.1487	0.1760	0.2139	0.0342	0.0213
152	0.8834	0.4988	0.2270	0.1782	0.0729	0.2050	0.1798	0.1435	0.1699	0.2064	0.0331	0.0206
154	0.8563	0.4825	0.2215	0.1715	0.0706	0.1979	0.1736	0.1387	0.1643	0.1994	0.0321	0.0200
156	0.8304	0.4669	0.2162	0.1653	0.0684	0.1913	0.1679	0.1343	0.1591	0.1929	0.0311	0.0194
158	0.8056	0.4522	0.2110	0.1596	0.0664	0.1853	0.1626	0.1302	0.1543	0.1870	0.0303	0.0189
160	0.7819	0.4382	0.2061	0.1542	0.0645	0.1797	0.1577	0.1264	0.1499	0.1815	0.0295	0.0184
162	0.7592	0.4250	0.2013	0.1493	0.0627	0.1745	0.1532	0.1229	0.1458	0.1764	0.0288	0.0179
164	0.7376	0.4124	0.1966	0.1447	0.0610	0.1697	0.1490	0.1197	0.1420	0.1717	0.0281	0.0175
166	0.7169	0.4004	0.1922	0.1405	0.0594	0.1652	0.1451	0.1167	0.1385	0.1674	0.0275	0.0172
168	0.6971	0.3891	0.1879	0.1365	0.0579	0.1612	0.1416	0.1140	0.1353	0.1634	0.0270	0.0168
170	0.6783	0.3783	0.1838	0.1329	0.0564	0.1574	0.1383	0.1115	0.1324	0.1597	0.0265	0.0165
172	0.6603	0.3681	0.1798	0.1295	0.0551	0.1540	0.1353	0.1093	0.1298	0.1564	0.0260	0.0163
174	0.6431	0.3584	0.1760	0.1264	0.0538	0.1508	0.1326	0.1072	0.1273	0.1534	0.0256	0.0160
176	0.6266	0.3491	0.1724	0.1236	0.0525	0.1479	0.1301	0.1053	0.1251	0.1506	0.0253	0.0158
178	0.6109	0.3403	0.1689	0.1209	0.0513	0.1453	0.1278	0.1036	0.1231	0.1480	0.0250	0.0156
180	0.5959	0.3319	0.1655	0.1185	0.0502	0.1429	0.1257	0.1021	0.1213	0.1458	0.0247	0.0154

Fuente: Elaboración Propia

Apéndice F

Manual del Programa SWMM

1. Vista General del SWMM 5vE

La ventana principal de SWMM 5vE presenta el aspecto mostrado en la figura F.1. Ésta consiste en los siguientes elementos de interacción con el usuario: Un Menu Principal, varias Barras de Herramientas, Barra de Estado, un Mapa del Área de estudio, un Visor y el editor de Propiedades.

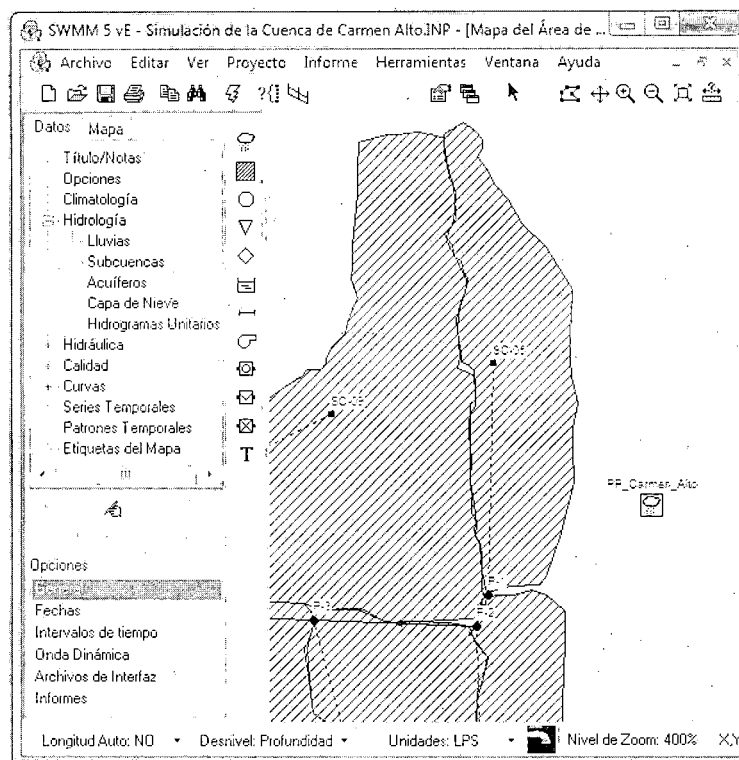


Figura F.1: Vista general del espacio de trabajo de SWMM 5vE

2. Dibujo de los objetos

La Barra de Herramientas Objeto contiene objetos para añadir objetos al mapa del área de estudio.

-  Añade un pluviómetro al mapa.
-  Añade una subárea de captación (cuenca) al mapa.

- Añade una unión al mapa.
- ▽ Añade un desagüe al mapa.
- ◇ Añade un divisor de flujo al mapa.
- ▢ Añade un depósito de almacenamiento al mapa.
- └ Añade un conducto al mapa.
- ☐ Añade una bomba al mapa.
- ☒ Añade un orificio al mapa.
- ☒ Añade un vertedero al mapa.
- ☒ Añade una descarga al mapa.
- T Añade una etiqueta de texto al mapa.

3. El Visor de datos

El Visor de Datos (figura F.2) aparece cuando la pestaña de datos del panel situado a la izquierda de la ventana principal de SWMM 5vE se encuentra activa. Proporciona acceso a los datos de todos los objetos del proyecto.

Las selecciones hechas en el Visor de datos se coordina con los objetos resaltados en el Mapa y viceversa. Por ejemplo, seleccionar un conducto en el Visor provocará que el conducto se resalte en el Mapa, mientras que seleccionarlo en el Mapa lo hará convertirse en objeto seleccionado del visor.

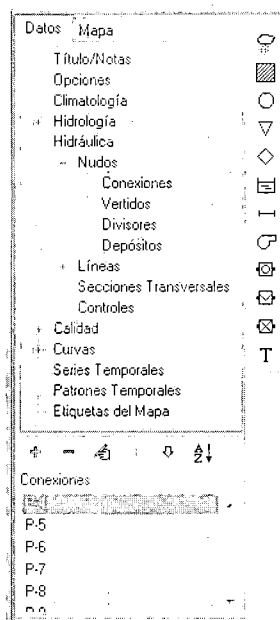


Figura F.2: Vista de Visor de Datos de SWMM 5vE

4. Editor de Propiedades

El Editor de Propiedades (figura F.3) se utiliza para cambiar las propiedades de los objetos que aparecen en el Mapa. Este aparece cuando uno de estos objetos es seleccionado (o bien en el Mapa, bien en el Visor de datos) y pulsamos dos veces con el botón izquierdo del ratón (doble clic) o bien cuando

pulsamos el botón  en el Visor de Datos.

Las características más importantes del editor de propiedades incluyen:

- El editor es una tabla con dos columnas: una para el nombre de las propiedades y otras para su valor.
- El tamaño de las columnas puede cambiarse cambiando con el ratón el tamaño del encabezado en la fila superior.
- En la parte inferior del editor aparece un área informativa con una descripción más completa de la propiedad seleccionada. El tamaño de esta área puede alterarse desplazando la barra que se encuentra encima de la misma.
- Las propiedades que tienen un asterisco al lado son propiedades necesarias para el cálculo y no pueden dejarse en blanco.
- Dependiendo de la propiedad, el campo de valores puede ser uno de los siguientes:
 - Un cuadro de texto donde se escribe el valor.
 - Un cuadro desplegable donde se selecciona un valor de una lista de opciones.
 - Un cuadro desplegable donde se puede escribir un valor o seleccionar de una lista de opciones.
 - Un botón que al ser pulsado abre un editor específico.

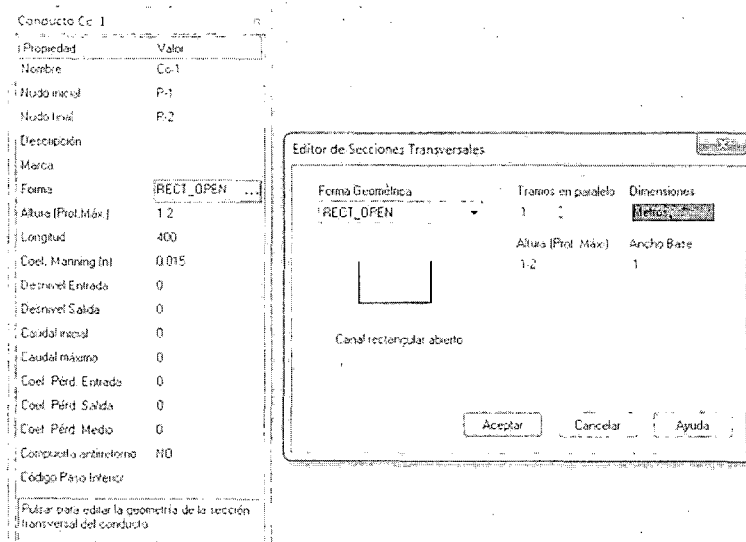


Figura F.3: Vista de Editor de Propiedades de SWMM 5vE

5. Configurar valores por defecto del proyecto

Cada proyecto tiene un conjunto de valores fijados por defecto que se utilizan a menos que dichas opciones sean eliminados por el usuario de SWMM 5vE. Éstas incluyen:

- Etiquetas por defecto (prefijos en los identificativos que permiten identificar nudo y líneas cuando son creados).
- Propiedad por defecto de las cuencas (por ejemplo área, anchura, pendiente, etc.)
- Propiedades por defecto de los nudos y líneas (por ejemplo cota de fondo de un nudo, longitud de un conducto, método de cálculo).

Para asignar valores por defecto a un proyecto:

- Seleccionar Proyecto → Valores por defecto en el menú principal.
- Aparecerá el formulario de los Valores por defecto, que consta de tres páginas como indica la figura F.4.

The figure shows three sequential screenshots of the 'Valores Predeterminados' (Default Values) dialog box, which is used to set default values for new projects. Each window has a title bar with 'Valores Predeterminados' and a 'Cerrar' (Close) button.

Window 1: Identificativos (IDs)

Objeto	Prefijo
Lluvias	PP-
Cuencas	SC-
Conexiones	P-
Vertidos	V-
Divisores	D-
Depósitos	DP-
Conductos	Co-
Bombas	B-
Reguladores	R-
Incremento ID	1

Below the table is a checkbox: 'Fijar como predeterminados para todos los nuevos proyectos'. At the bottom are buttons: 'Aceptar', 'Cancelar', and 'Ayuda'.

Window 2: Subcuencas

Propiedad	Valor predeterminado
Área	5
Ancho	500
Pendiente (%)	0.5
Área Impermeable (%)	25
Coef. n (Impermeable)	0.02
Coef. n (Permeable)	0.1
Alm. Dep. (Impermeable)	0.05
Alm. Dep. (Permeable)	0.05
(%) Área Imperm. sin Alm. Dep.	25
Modelo de infiltración	CURVE_NUMBER

Below the table is a checkbox: 'Fijar como predeterminados para todos los nuevos proyectos'. At the bottom are buttons: 'Aceptar', 'Cancelar', and 'Ayuda'.

Window 3: Nudos/Líneas

Opción	Valor predeterminado
Cota Fondo del Nudos	0
Profundidad Max. Nudos	0
Área Inund. Nudos	0
Longitud Conductos	400
Geometría Conductos	RECT_OPEN
n Manning Conductos	0.01
Unidades de caudal	LPS
Desnivel Líneas	DEPTH
Modelo cálculo hidráulico	Onda Cinemática
Ecuación Tub. Forzada	Darcy-Weisbach

Below the table is a checkbox: 'Fijar como predeterminados para todos los nuevos proyectos'. At the bottom are buttons: 'Aceptar', 'Cancelar', and 'Ayuda'.

Figura F.4: Valores por defecto del proyecto

6. Configurar Opciones de Simulación

Para configurar las distintas opciones de simulación:

- Seleccionar la categoría *Opciones* en el *Visor de Datos* y pulsar el botón.
- Un cuadro de dialogo Opciones de simulación aparecerá cuando se puedan escoger las distintas posibilidades para las siguientes categorías como indica la figura G.12:
 - Opciones Generales.
 - Opciones de Fecha.
 - Opciones de Intervalos de Tiempo.
 - Opciones de Transporte mediante Onda Dinámica.
 - Opciones para Ficheros de intercambio.
- Haz click en el botón OK para aceptar las elecciones realizadas o el botón Cancelar para dejar el programa tal como estaba.

7. Visualización de Resultados de la Simulación

Describe las distintas formas en que se pueden mostrar los resultados de una

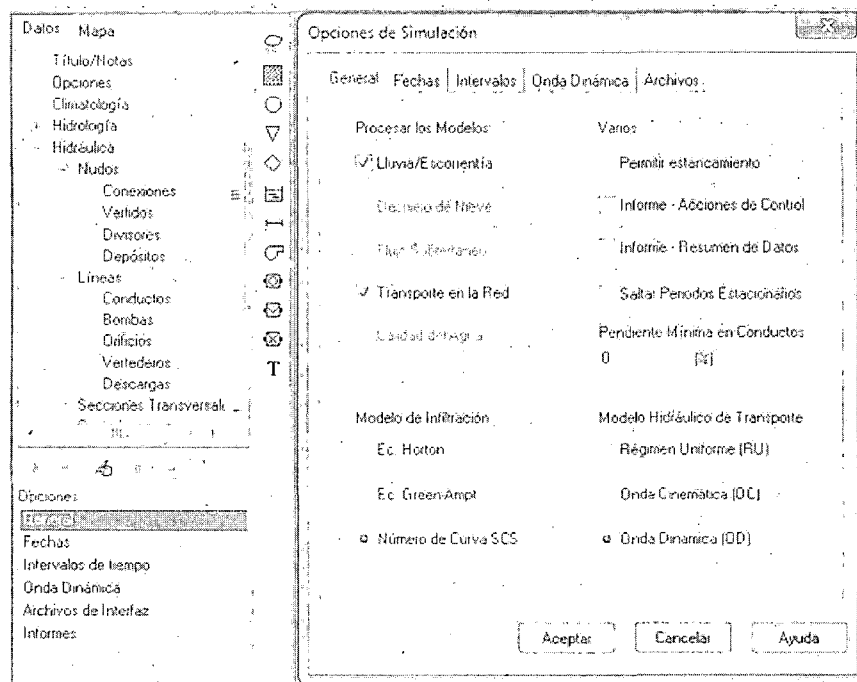


Figura F.5: Opciones de simulación

simulación, entre ellas, se incluye el visionado de mapas, gráficos, tablas y un informe de estado.

Para ver los resultados de la simulación seleccionar *Informe* del *Menu Principal* y se visualiza los siguientes resultados:

- Informe de Estado.
- Informe de Gráficos.
- Informe de tablas.
- Informe de Estadística.

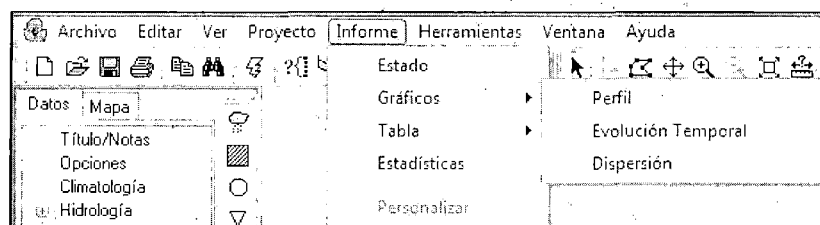


Figura F.6: Visualización de resultados de simulación

Apéndice G

Fotografías



Figura G.1: Situación real de las calles en épocas de Lluvia



Figura G.2: Situación real de las calles completamente inundadas en épocas de Lluvia



Figura G.3: Situación real de las calles en épocas de Lluvia



Figura G.4: Calles en épocas de Lluvia y la imprudencia de los conductores



Figura G.5: Vista de la rejilla colapsada en el drenaje de Jr. San Martín



Figura G.6: Vista de la calle Av. Mariscal Cáceres donde se plantea el sistema de drenaje pluvial



Figura G.7: Vista de la rejilla en captación de las aguas pluviales

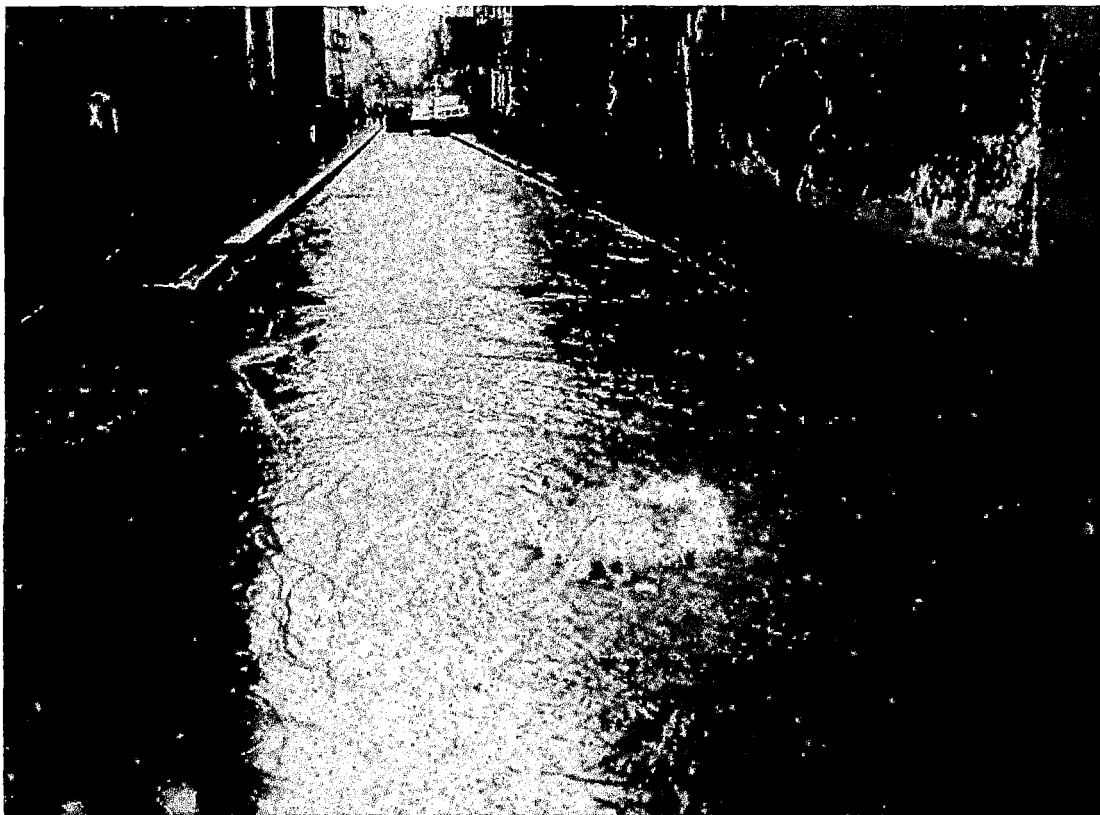


Figura G.8: Calles inundada y el colapso del sistema de alcantarillado sanitario



Figura G.9: Calles inundada en temporada de precipitación pluvial



Figura G.10: Calles real de la intersección entre Av. Perú y Jr. Tahuantinsuyo



Figura G.11: Calles real del Jr. Tahuantinsuyo en temporadas de lluvia



Figura G.12: Canal de demasías existente del embalse de EPSASA