

ESTUDIO HIDROLÓGICO

PARQUE LINEAL

QUEBRADA CHORRO HONDO

Presentado por:

Carlos Alberto Vásquez V.

Ingeniero Sanitario y Civil

Leiston Fredy Ramírez G.

Ingeniero Civil

Medellín

Septiembre

2001

ÍNDICE

	pág.
1 GENERALIDADES	1
1.1 DIVISIÓN POLÍTICA DE LA CUENCA	1
1.2 CLIMATOLOGÍA	1
1.3 FISIOGRAFÍA	2
1.4 PROCESOS EROSIVOS	2
1.5 USOS DEL SUELO	3
1.6 HIDROLOGÍA	3
1.7 CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE	3
1.8 MODIFICACIONES NATURALES Y/O ARTIFICIALES	3
1.9 ANOTACIONES	4
2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS QUEBRADA CHORRO HONDO	5
2.1 PRELIMINARES	5
2.2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS	6
2.3 RESULTADOS	10
3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	11
3.1 VALORES VÁLIDOS PARA EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	11
3.2 FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	11
3.3 RESULTADOS	16
4 HIDROLOGÍA	18
4.1 MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA TORMENTA DE DISEÑO	18
4.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA LLUVIA	23
4.3 PRECIPITACIÓN EFECTIVA	25
5 MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE CRECIENTES DE DISEÑO	30
5.1 MÉTODO DE J.R. WILLIAMS Y R.W. HANN – HYMO CON PARÁMETROS CALIBRADOS PARA CUENCAS DE ESTADOS UNIDOS	30
5.2 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN INTEGRAL	45
5.3 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN AEI	49
5.4 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN CUHP	53
5.5 MÉTODO RACIONAL	56
6 SELECCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO	58
6.1 RESULTADOS DE CAUDALES PICO	58
6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y OBSERVACIONES	58
6.3 SELECCIÓN DEL CAUDAL DISEÑO HIDRÁULICO	60

1 GENERALIDADES

1.1 DIVISIÓN POLÍTICA DE LA CUENCA

Políticamente la cuenca de la Quebrada Chorro Hondo abarca parte de la Vereda Piedras Blancas en su zona rural (la zona más alta de la cuenca), y los barrios o parte de éstos, entre los que se encuentran Lomas de Llanaditas, Los Mangos, Isaac Gaviria, 13 de Noviembre, La Primavera, Llanaditas, El Pinal, Enciso y Sucre y además el asentamiento El Edén. En su mayor extensión la cuenca comprende parte de la comuna 3 del Municipio de Medellín, en el costado centro – oriental.

El área total de la cuenca comprende 1.13 Km², de la cuál el 39.76 % corresponde a perímetro urbano y el 60.24 % restante corresponde a perímetro rural.

1.2 CLIMATOLOGÍA

La cuenca está bajo la influencia del clima ecuatorial típico de montaña. El régimen pluviométrico tiene un promedio multianual de 1744 mm presentando dos períodos lluviosos, uno en los meses de Abril y Mayo con un promedio de 556 mm, el segundo período corresponde a los meses de Octubre y Noviembre con un promedio de 585 mm. Comparando estos períodos se observan características muy similares en cuanto al volumen, sin embargo Octubre se destaca como el mes más lluvioso con un promedio de 224 mm, según análisis de estaciones del IDEAM para el período de 1951 – 1983. Además tiene una precipitación media anual de 1530 mm, observados durante 34 años de instrumentación.

Por la configuración topográfica del Valle, los vientos regionales presentan una dirección NE-SW cambiando a NS desde Bello hasta Caldas. De esta forma, los vientos de valle que ascienden por la cuenda de la Quebrada Santa Elena, chocan con los regionales en el Alto de Santa Elena siendo obligados a elevarse con el consiguiente enfriamiento, condensación y posterior precipitación sobre la cuenca. Estas lluvias reciben el nombre de precipitaciones orográficas y son las responsables que el máximo multianual de lluvias sea mayor allí que en el centro de la ciudad, generalmente se presentan en horas de la tarde y de la noche.

Desde el punto de vista de temperatura, los pisos térmicos encontrados se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Pisos térmicos presentes en la Cuenca de la Quebrada Chorro Hondo.

PISO	COTAS	TEMPERATURA (°C)
Templado	1400 – 2000	17 – 24
Frío	2000 – 2700	12 – 17

1.3 FISIOGRAFÍA

La cuenca se localiza en la vertiente centro - occidental del municipio de Medellín. Limita al Nor - Occidente con las Quebradas Pativilca, La Aguadita y La Loca, al Oriente con la cuenca de la Quebrada La Castro, al Sur con la Quebrada la Arenera (o La Planta), además de la Quebrada Santa Elena, a la cual hace su entrega final (Ver figura 1).

La cuenca presenta pendientes fuertes y con formación de cañón en la parte alta de la misma, y con pendiente constante y suave en la parte media y baja de ella.

1.4 PROCESOS EROSIVOS

En la parte media y baja de la quebrada Chorro Hondo, se forman Depósitos Torrenciales, a través de crecientes a lo largo del cauce. Su composición presenta mayor proporción de bloques de matriz, siendo susceptibles a desprendimientos.

Los Depósitos de Flujos de Escombros están localizados en la parte intermedia de la vertiente, producto del gran fracturamiento que presenta los escarpes rocosos localizados en la parte alta, compuestos en mayor porcentaje de bloques y presenta pendientes entre el 30% y el 60%, que por su poca compactación los hacen susceptibles a procesos de erosión superficial activa, movimientos de masa antiguos y activos, erosión hídrica superficial sobre las partes más escarpadas y reptación.

Los depósitos de lodos se observan en las partes baja y mediana de la vertiente, constituidas por un mayor porcentaje de matriz con cantos subredondeados y subangulares. El drenaje los disecta profundamente alcanzando hasta 25 y 30 m.

También se presenta deslizamientos debido a la acción antrópica, dentro de los principales factores que ayudan a este proceso, según registros históricos de fotografías aéreas de 1943 y 1959 de eventos ocurridos, se ha demostrado que éstos son de mayor número debido a:

- Los banqueos para viviendas subnormales ubicados sobre las altas pendientes, que traen consigo muchos problemas por la inadecuada disposición de aguas servidas o por fugas en acequias o mangueras que transportan el agua potable.
- Inestabilidad en las márgenes de la quebrada por la ubicación de construcciones sobre ellas, las cuales por la forma impropia como conducen y evacuan sus aguas generan desplomes y socavación.

1.5 USOS DEL SUELO

En su menor proporción corresponde a asentamientos humanos (aproximadamente un 45 %) y en una mayor corresponde a pastos sin uso alguno (el 55 % restante), aunque en algunos sectores aislados se presentan cultivos menores de café, plátano, maíz, col, yuca y cebolla (aproximadamente un 10% del área total).

1.6 HIDROGRAFÍA

La cuenca está conformada hidrográficamente por tres corrientes de tipo permanente y corrientes de tipo intermitente, además de gran cantidad de descargas indiscriminadas de tipo residencial tanto residual como pluvial, sin ningún control. Al costado sur se encuentra la corriente permanente que recibe el nombre de Quebrada La Rafita con una longitud aproximada de 1500 metros y al costado norte se presentan dos corrientes que reciben por nombre Quebrada Chorro Hondo, una con longitud de 787 metros y la corriente principal con longitud aproximada total de 3000 metros hasta su confluencia con la Quebrada Santa Elena.

1.7 CARACTERÍSTICA DE DRENAJE

Su cañón comienza con una profundidad de seis a siete metros, a medida que desciende presenta una caída de agua de unos sesenta metros de altura hasta llegar a la parte media donde se amplía para continuar poco incisado pero muy pendiente.

En su cabecera el caudal es abundante, lecho con bloques de roca de tamaño variable, continúa se recorrido con una mayor pendiente y velocidad, sus aguas son contaminadas.

Tanto en la parte alta como en la baja, los retiros se encuentran invadidos por construcciones y en algunos sitios se botan basuras depositadas sobre el lecho, en Noviembre de 1988, el cauce se represó en un codo formado por el box coulvert ubicado en la vivienda de la calle 54 No 34 – 30, explotando y causando graves daños y la muerte de una persona.

1.8 MODIFICACIONES NATURALES Y/O ARTIFICIALES

Los asentamientos desorganizados durante todo el proceso de colonización de la cuenca y últimamente asentamientos como El Edén han originado grandes intervenciones de tipo negativo sobre las condiciones de la cuenca y en especial de los cauces permanentes e intermitentes, como descargas directas de tipo residual, botada de escombros sobre las

laderas y cauces, construcción y asentamientos indiscriminados aledaños a la rivera de los cauces, etc.

1.9 ANOTACIONES

La insensatez de los habitantes, hace difícil el mantenimiento por parte de la Secretaría de Obras Públicas de las coberturas, canales y cauces naturales, ya que muchas de las quebradas se convirtieron en botaderos de basura y escombros que traen consigo represamientos con consecuencias desastrosas para la comunidad.

Existe una equivocada filosofía de cubrir las quebradas para disponer de mayor espacio, ésta es una de las causas generadoras de emergencias por desbordamiento o inundación, debido a que estas estructuras hidráulicas restringen la evacuación de materiales sólidos arrastrados, por su alto potencial de obstrucción y su mayor limitación cuando las crecientes superan la capacidad de diseño de las estructuras (Londoño, 1989).

2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS QUEBRADA LA CHORRO HONDO

2.1 PRELIMINARES

Los parámetros Geomorfológicos de la Quebrada Chorro Hondo se presentan en la tabla 2¹: Estos parámetros son considerados hasta el punto de confluencia con la Quebrada Santa Elena.

Tabla 2. Parámetros Geomorfométricos de La Quebrada Chorro Hondo, hasta el punto de confluencia con la Quebrada Santa Elena².

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR
Área de la Cuenca (A)	Km ²	1.13
Longitud del Cauce Principal (L)	Km	2.80
Perímetro de la Cuenca (P)	Km	6.00
Ancho de la Cuenca (a)	Km	
Cota Superior cauce	m.s.n.m	2130
Cota Inferior cauce o desembocadura	m.s.n.m	1520
Coefficiente de Compacidad o de Gravelius (K)		1.59
Forma de la cuenca		Rectangular-oblonga
Gradiente promedio del Cauce		217.86
Orden del Cauce Principal		2
Densidad de Drenaje (D _Ω)		3.54
Densidad Hidrográfica	Km/Km ²	1.77
Longitud total cauces	Km	4.00
Tipo de Cuenca		C
Número de corrientes		2
Número de afluentes		2

¹ Tomado de “Levantamiento Integrado de Cuencas Hidrográficas del Municipio de Medellín”.

² Tomado de “Levantamiento Integrado de Cuencas Hidrográficas del Municipio de Medellín”.

A continuación se describen y se calculan algunos parámetros para la cuenca, hasta el sitio requerido por el estudio (Estructura existente en el cruce con la Carrera 26A). La mayoría de los parámetros fueron calculados empleando las grandes ventajas de exactitud que presenta el programa de dibujo AutoCAD (de Autodesk).

2.2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

2.2.1 Área de la Cuenca (A)

Superficie total de drenaje definida por la divisoria de aguas. De gran importancia porque existe una relación directamente proporcional entre este parámetro y la magnitud del caudal de respuesta de la cuenca.

$$A = 1.062 \text{ Km}^2 = 0.41 \text{ millas}^2$$

2.2.2 Longitud del Cauce Principal (L)

Distancia horizontal entre el nacimiento del cauce principal y un punto sobre el cauce en la salida de la cuenca.

$$L = 1.904 \text{ Km} = 1.183 \text{ millas}$$

2.2.3 Perímetro de la Cuenca (P)

Longitud total de la línea de divisoria de aguas que define la cuenca.

$$P = 5.793 \text{ Km} = 3.5996 \text{ millas}$$

2.2.4 Ancho de la Cuenca (W)

Definida como la relación entre el área de la cuenca y su longitud.

$$W = \frac{A}{L}$$

donde:

W : Ancho de la cuenca

A : Área de la cuenca (Km^2)

L : Longitud del cauce principal (Km)

$$W = 0.558 \text{ Km} = 0.347 \text{ millas}$$

2.2.5 Perfil del Cauce

Representación gráfica de la elevación del cauce principal en toda su extensión.

El perfil del cauce de la Quebrada Chorro Hondo se puede apreciar en la gráfica 1, mientras que los datos respectivos se presentan en la tabla 3.

2.2.6 Relación entre diferencia de Nivel y Longitud

$$P_s = \frac{C_s - C_I}{L_T} = \frac{2174.30 - 1638.70}{1904.00}$$

$$P_s = 28.13 \%$$

Donde:

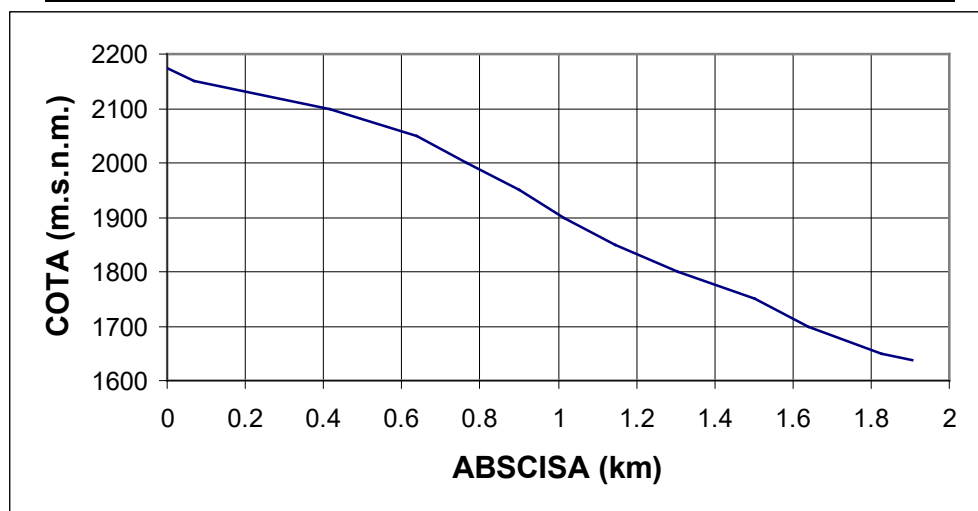
C_s : Cota superior del cauce (m).

C_I : Cota en el punto inferior o de control sobre el cauce (m).

L_T : Longitud total del cauce principal (m).

Tabla 3. Perfil del Cauce de la Quebrada Chorro Hondo, hasta punto de control.

COTA SUPERIOR (m.s.n.m.)	COTA INFERIOR (m.s.n.m.)	LONGITUD (Km)
2174.30	2150	68.73
2150	2100	346.00
2100	2050	222.38
2050	2000	128.67
2000	1950	133.00
1950	1900	114.35
1900	1850	133.04
1850	1800	158.41
1800	1750	199.45
1750	1700	134.28
1700	1650	186.83
1650	1638.70	78.68



Gráfica 1. Perfil del Cauce de la Quebrada Chorro Hondo hasta punto de control.

2.2.7 Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (K)

Definido como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área a la de la cuenca.

$$K = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

donde:

P : Perímetro de la Cuenca (Km)

A : Área de la cuenca (Km²)

Luego se tiene: K = 1.585

El coeficiente de Gravelius define la forma de la cuenca. Estas formas, están estandarizadas según convenio COL 88/010 de la forma como se relacionan en la Tabla 4.

Tabla 4. Rangos para el Índice de Compacidad o de Gravelius.

RANGO		FORMA
De	A	
	< 1	Redonda
1	1.24	Oval-redonda
1.25	1.50	Oval-oblonga
1.50	1.75	Rectangular-oblonga
> 1.76		Alargada

Según esta definición, la cuenca de la quebrada Chorro Hondo es Rectangular - Oblonga, ya que el valor del coeficiente de compacidad es 1.59, esto coincide con los resultados mostrados al principio del capítulo en donde se muestran los parámetros generales de la cuenca.

2.2.8 Orden del Cauce Principal

Para la determinación de este parámetro se siguió la definición de Horton de orden de cauce, que dice que los canales de primer orden son aquellos que no poseen tributarios. Cuando se unen canales de igual orden, forman un canal de orden inmediatamente superior. Según esta definición el orden de la cuenca Chorro Hondo, hasta el punto de control, es 2.

2.2.9 Densidad de Drenaje

Definida como la relación entre la longitud total de los cauces de la cuenca y la superficie total de drenaje. Se puede expresar como:

$$D_{\Omega} = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde:

D_Ω : Densidad de drenaje (Km/Km²)

L_i : Longitud de los cauces de cada orden (Km)

A : Área de la cuenca (Km^2)

En la Tabla 5 se pueden apreciar las longitudes correspondientes a cada número de orden de la cuenca estudiada.

Tabla 5. Longitudes para los diferentes Números de Orden

ORDEN	LONGITUD (Km)
1	3487.80
2	856.00
Total	4343.80

Con la expresión anterior y los datos incluidos en la Tabla 5 se obtiene:

$$D_{\Omega} = 4.09 \text{ Km/Km}^2$$

Valores bajos de D_{Ω} generalmente están asociados con regiones de alta resistencia a la erosión, muy permeables y de bajo relieve. Valores altos fundamentalmente son encontrados en regiones de suelos impermeables con poca vegetación y de relieve montañoso.

2.2.10 Longitud a lo largo del Cauce desde el Punto de control hasta la divisoria de aguas

Esta longitud es la medida desde el punto de control hasta la divisoria de aguas de la cuenca, tomada a lo largo del cauce principal. También se denomina Longitud de la Cuenca.

$$L = 2.586 \text{ Km} = 1.607 \text{ millas}$$

2.2.11 Longitud recta desde el punto de control hasta la divisoria de aguas

Esta longitud es la medida en línea recta desde el punto de control hasta la divisoria de aguas de la cuenca.

$$L = 2.292 \text{ Km} = 1.424 \text{ millas}$$

2.2.12 Longitud a lo largo del cauce desde el punto de control hasta el Centroide de la Cuenca

Esta longitud es la medida desde el punto de control hasta el centroíde de masa (proyección plana) de la cuenca, tomada a lo largo del cauce principal.

$$L = 1.035 \text{ Km} = 0.643 \text{ millas}$$

2.3 RESULTADOS

En la Tabla 6, se puede apreciar un resumen general de todos los parámetros geomorfométricos de la cuenca de la Quebrada Chorro Hondo hasta el punto de control.

Tabla 6. Parámetros Geomorfométricos de La Quebrada Chorro Hondo, hasta el punto de control.

PARÁMETRO	VALOR	UNID.	VALOR	UNID.
- Área de la Cuenca (A)	1.062	Km ²	0.41	millas ²
- Longitud del Cauce Principal (L)	1.904	Km	1.183	millas
- Perímetro de la Cuenca (P)	5.793	Km	3.600	millas
- Ancho de la Cuenca (a)	0.558	Km	0.347	millas
- Cota Superior cauce	2174.30	m.s.n.m	7133.53	pies
- Cota Inferior cauce	1638.70	m.s.n.m	5376.31	pies
- Gradiente promedio del cauce	535.60	m	1757.22	pies
- Cota Superior Cuenca	2363.80	m.s.n.m	7755.25	pies
- Pendiente Promedia del cauce principal	28.13	%		
- Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (K)	1.585			
- Orden del Cauce Principal	2			
- Densidad de Drenaje (D _Ω)	4.09	Km/Km ²		
- Longitud al Centroides (L _C)	1.035	Km	0.643	millas
- Longitud en el cauce desde punto de control hasta la divisoria de aguas	2.586	Km	1.607	millas
- Longitud recta desde punto de control hasta la divisoria de aguas	2.292	Km	1.424	millas

Las características físicas de una cuenca son elementos de gran importancia en el comportamiento y la respuesta hidrológica de la misma, de ahí que la determinación de ellas sea de gran utilidad práctica. Generalmente los caudales crecen en proporción al área de la cuenca, sin embargo, existen otros factores que condicionan la respuesta hidrológica y que pueden hacer variar esa condición. La pendiente del cauce y de la cuenca son parámetros muy importantes que influyen directamente en la velocidad del flujo y esta a su vez en la capacidad de arrastre de sedimento y erodabilidad de las márgenes.

En general, la forma de la cuenca tiene una clara incidencia en la ocurrencia de avenidas y en el régimen hidráulico del cauce; cuencas de forma redonda ofrecen mayor riesgo de inundación, en tanto que en cuencas alargadas el agua fluye gradualmente hacia el cauce principal, disminuyendo los riesgos de inundación.

3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

3.1 VALORES VÁLIDOS PARA EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se puede definir como el tiempo que tarde una gota de agua en llegar de las partes más alejadas de la cuenca al sitio de interés.

De acuerdo a estudios realizados el intervalo de tiempo válido dentro del cual debe estar el tiempo de concentración (T_r ó T_c) está dado por:

$$t_1 - t_2 < T_c < t_1 + t_2$$

con:

$$t_1 = \frac{L}{V_1} \quad y$$

$$t_2 = \frac{\text{Long}}{V} = \frac{1}{2 D_\Omega V}$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (m)

V_1 : Velocidad del flujo (1 m/s < V_1 < 1.5 m/s)

V : Velocidad de drenaje (V = 0.1 m/s)

D_Ω : Densidad de drenaje de la cuenca.

Sustituyendo se tiene que:

$$t_1 = 1904 \text{ s} = 31.73 \text{ min}$$

$$t_2 = 1222.49 \text{ s} = 20.37 \text{ min}$$

Luego se tiene el intervalo:

$$11.36 \text{ min.} < T_c < 52.11 \text{ min.}$$

3.2 FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

3.2.1 Williams (1922)

$$T_c = \frac{L A^{0.4}}{D S^{0.2}}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (hr)
 S : Diferencia en cotas sobre la longitud del cauce (%)
 L : Distancia en línea recta desde el punto de control hasta el punto más alto de la cuenca (mi)
 D : Diámetro de una cuenca circular cuya área sea igual al área de drenaje de la cuenca (mi)
 A : Área de drenaje de la cuenca (mi²)

3.2.2 Kirpich (1940)

$$T_C = \frac{13 \cdot 10^{-5} L^{0.77}}{S^{0.5}}$$
$$T_C = \frac{21.67 \cdot 10^{-5} L^{0.77}}{S^{0.5}}$$

La primera relación fue obtenida para las cuencas de Pennsylvania y la segunda para las cuencas de Tennessee (Estados Unidos).

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (hr)
 L : Distancia en línea recta desde el punto de control hasta el punto más alejado de la cuenca (mi)
 S : Diferencia en cotas sobre la longitud del cauce (%)

3.2.3 Kirpich (2)

$$T_C = \frac{L^{1.15}}{7700 H^{0.38}}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (horas).
 L : Longitud medida a lo largo del cauce desde el punto de control hasta la divisoria de aguas (mi).
 H : Diferencia de cotas (pies).

3.2.4 Kirpich (1940, 7 Cuencas)

$$T_C = 0.066 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (horas).
 L : Longitud del cauce principal en Km.
 S : Pendiente promedia del cauce principal en %.

3.2.5 Johnstone y Coss (1949)

$$T_C = 5 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.5}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr)

L : Longitud del cauce principal (mi)

S : Diferencia de cotas sobre la longitud del cauce (pie/mi)

3.2.6 California Culverts Practice (1942)

$$T_C = \left[\frac{11.9 L^3}{H} \right]^{0.385}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr)

L : Longitud del cauce principal (mi)

H : Diferencia de cotas (pies)

3.2.7 S.C.S. - Ranser

$$T_C = 0.0078 K^{0.77}$$

con:

$$K = \sqrt{\frac{L^3}{H}}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (min.)

L : Longitud del cauce principal (pies)

H : Diferencia de cotas (pies)

3.2.8 Giandiotti

$$T_C = \frac{4 A + 1.5 L}{0.8 H}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr)

A : Área de la cuenca (Km^2)

L : Longitud del cauce principal (Km)

H : Diferencia de cotas (m)

3.2.9 Giandiotti (2)

$$T_C = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{\sqrt{H}}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr)
A : Área de la cuenca (Km^2)
L : Longitud del cauce principal (Km)
H : Diferencia de cotas (m)

3.2.10 Giandiotti (2)

$$T_C = \frac{240\sqrt{A} + 90L}{0,8\sqrt{H}}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr)
A : Área de la cuenca (Km^2)
L : Longitud del cauce principal (Km)
H : Diferencia de cotas (m)

3.2.11 Linsley

$$T_C = C_t \left[\frac{L \bar{L}}{\sqrt{S}} \right]^{0.35}$$

Donde:

T_C : Tiempo de concentración (hr).
 C_t : Factor de zona (1,2 área montañosa; 0,72 zona en pie de ladera; 0,35 zona en valle).
L : Longitud de la cuenca (mi)
 \bar{L} : Longitud del punto de control al centro de gravedad de la cuenca (mi)
S : Diferencia en cotas dividida por la longitud (%)

3.2.12 Snyder

$$T_C = C_t (L \bar{L})^{0.3}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (hr).
 C_t : Factor de zona (1,2 área montañosa; 0,72 zona en pie de ladera; 0,35 zona en valle).
 L : Longitud de la cuenca (mi)
 \bar{L} : Longitud del punto de control al centro de gravedad de la cuenca (mi)
 S : Diferencia en cotas dividida por la longitud (%)

3.2.13 Temez (1978)

$$T_C = 0.3 \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.75}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (hr)
 L : Longitud del cauce principal (km)
 S : Diferencia de cotas sobre la longitud (%)

3.2.14 Ventura - Heras

$$T_C = 18 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (minutos)
 L : Longitud del cauce principal en Km
 S : Pendiente promedia del cauce (%)

3.2.15 Beachy - Williams

$$T_C = \frac{58,5 L}{A^{0,1} S^{0,3}}$$

Donde:

- T_C : Tiempo de concentración (minutos)
 L : Longitud del cauce principal en Km
 A : Área de la cuenca en Km^2
 S : Pendiente promedia del cauce (m/Km)

3.2.16 Busso

$$T_C = \frac{0,01023 L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (min)

L : Longitud del cauce principal (m)

S : Pendiente promedio del cauce (%)

3.3 RESULTADOS

En la tabla 7 se presentan los Tiempos de Concentración obtenidos por cada uno de estos métodos para el punto de control.

Tabla 7. Valores del Tiempo de Concentración por diferentes métodos.

MÉTODO	T_c (hr)	T_c (min)
Williams	1.778	106.68
Kirpich (Pennsylvania)	0.00032	0.019
Kirpich (Tennessee)	0.00054	0.0322
Kirpich (2)	0.000013	0.0008
Kirpich (7 cuencas)	0.176	10.60
Johnstone y Coss	0.14	8.47
California Culverts Practice	0.1774	10.65
S.C.S. Ranser	0.1774	10.64
Giandotti	0.0166	0.99
Giandotti	0.3015	18.09
Giandotti (2)	0.3769	22.61
Linsley	1.516	90.96
Snyder	1.212	72.71
Temmez	0.617	37.02
Ventura – Heras	0.617	37.02
Bransby – Williams	0.339	20.39
Busso	0.093	5.59

Desde el punto de vista físico se entiende el tiempo de concentración como el que tarda una gota de agua en llegar de las partes más alejadas de la cuenca al sitio de interés. Es clara entonces la dependencia de este parámetro con variables morfométricas, tales como el área, pendiente de la cuenca, longitud del cauce principal, etc. Por esto no se han considerado métodos para su cálculo que no involucren dentro de parámetros para su estimación ninguno de éstos.

Considerando el Intervalo que se estimó como de valores válidos ($11.36 \text{ min.} < T_C < 52.11 \text{ min.}$), se pueden descartar varios de los métodos, además por los resultados absurdos que algunos de estos métodos arrojan (esto considerando que la mayoría de estas fórmulas fueron calibradas para cuencas con condiciones muy distintas a las de nuestra región), pero observando las características de la cuenca y considerando que hay pocos métodos que están dentro de este intervalo, otros métodos arrojan resultados con valores lógicos (valores físicamente posibles) están cerca al intervalo, pero por el límite inferior del mismo, además la media de los 8 valores que están dentro del intervalo o muy cerca, por debajo, se acerca a 20 minutos, luego se puede considerar, que el valor del tiempo de concentración a considerar será de 20 minutos.

El tiempo de concentración (T_C) es uno de los parámetros más importantes en los modelos Precipitación – Escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define con base en él. La duración crítica de la lluvia debe asumirse igual al tiempo de concentración, pues para duraciones menores que T_C , no toda el área de la cuenca contribuye y para duraciones más grandes que T_C no hay incremento en el área contribuyente y en cambio la intensidad de la lluvia de una frecuencia dada disminuye. Se asume que para duraciones menores que el tiempo de concentración, el efecto de la reducción en el área contribuyente es mayor que el del incremento en la intensidad de la lluvia.

4 HIDROLOGÍA

4.1 MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Elaborando los Polígonos de Thiesen para la cuenca de la Quebrada Chorro Hondo, con las estaciones Pluviográficas más cercanas a esta cuenca se obtiene la figura 2. Observando esta figura, para el área en estudio, se puede concluir que el 100% del área en estudio está abarcada por La Estación Pluviográfica Villa Hermosa.

Los períodos de retorno considerados para el análisis fueron de 10, 25, 50 y 100 años, esto con el fin no solo de tener los caudales pico, sino también de evaluar los posibles fenómenos que pueden ocurrir, en el cauce principal, para los caudales menores.

Los parámetros de las intensidades obtenidas para esta estación se pueden apreciar en la Tabla 8.

Tabla 8. Parámetros de las curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración para diferentes Períodos de Retorno, Estación Planta de Filtros Villa Hermosa³.

PERÍODO DE RETORNO (años)	C	h	m
10	3854.3	16	-1.01342
25	3722.39	14	-0.97874
50	3389.62	12	-0.94236
100	3716.04	12	-0.94303

Estos parámetros obedecen a la ecuación:

³ Normas de Diseño, Acueducto, Alcantarillado, Vertimientos Industriales, Empresas Públicas de Medellín, 1990

$$i = C \times (h + T_c)^m$$

Como se puede apreciar las intensidades (i) dependen de los parámetros antes mencionados y del Tiempo de Concentración, para el estudio presente la duración de la lluvia se considera igual a este tiempo. Estas duraciones de la lluvia seleccionada, así como las intensidades obtenidas se pueden apreciar en la Tabla 9.

Tabla 9. Intensidades según las duraciones seleccionadas y para diferentes períodos de retorno, para la Planta de Filtros Villa Hermosa.

DURACIÓN (min)	INTENSIDAD (mm/h)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		114.97	133.38	146.69	160.46
20		102.04	118.01	129.35	141.47
24		91.70	105.83	115.76	126.60
28		83.26	95.96	104.82	114.63

Tabla 10. Profundidad de la tormenta.

DURACIÓN (min)	PROFUNDIDAD (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		30.660	35.569	39.118	42.789
20		34.012	39.335	43.116	47.158
24		36.681	42.334	46.303	50.641
28		38.855	44.781	48.915	53.493

Las curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración, para la estación Planta de Filtros Villa Hermosa se pueden observar en la Gráfica 2.

La distribución de las tormentas en el tiempo de diseño, se efectuó empleando una distribución correspondiente a las Curvas Promedio de Distribución de las Lluvias de la Estación Miguel de Aguinaga en Medellín. Esta gráfica se puede observar en la Gráfica 3.

Gráfica 3. Curvas promedio de distribución de Lluvias en la Estación Miguel de Aguinaga – Medellín.

4.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA LLUVIA

Esta gráfica 4 se puede apreciar en la hoja siguiente, correspondiente a estudios realizados por al firma AEI (Ingenieros, Arquitectos consultores) para el Departamento Administrativo de Valorización de Medellín y en la cual se expresa el Porcentaje de Precipitación (Precipitación media entre la Precipitación Máxima), en función del área de la cuenca.

4.3 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

La precipitación efectiva es la parte de la precipitación que produce escorrentía superficial directa. Existen varios métodos para determinar la parte de la precipitación total que se descuenta debido a la infiltración, evapotranspiración, etc. En este caso se empleará la metodología del SCS (Servicio de Conservación del Suelo ó Soil Conservation Service).

La capacidad de infiltración del suelo depende de varios factores, tales como:

- Uso del suelo
- Tratamiento superficial a que ha sido sometido el suelo.
- Condición hidrológica del suelo: pobre, si los suelos están erosionados, buena si los suelos están protegidos con cobertura vegetal.
- Grupo hidrológico del suelo:
 - A : Muy permeable
 - B : Permeable
 - C : Impermeable
 - D : Muy impermeable
- Humedad antecedente: relacionada con la cantidad de lluvia caída en la cuenca durante los 5 días precedentes. Se definen 3 grupos:
 - AMC I : Para suelos secos
 - AMC II : Para suelos intermedios
 - AMC III : Para suelos húmedos

Se tienen las siguientes expresiones:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

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

$$I_a = 0.2 \times S$$

Donde:

P_e : Precipitación efectiva (pulgadas)

P : Precipitación media sobre la cuenca (pulgadas)

S : Capacidad de almacenamiento del suelo (pulgadas)

I_a : Infiltración inicial del suelo (pulgadas)

CN : Número de curva que depende de todos los factores mencionados y se obtiene de valores tabulados como los que se presentan en la Tabla 11, a estos valores obtenidos, se les realiza un correctivo de acuerdo a la humedad antecedente del suelos, según la Tabla 12.

Tabla 11. Números Índices de Escorrentía, CN, para diferentes tipos de suelo.
Condición de humedad antecedente AMC II⁴.

Descripción uso del suelo/tratamiento/condición hidrológica		Grupo suelo hidrológico			
		A	B	C	D
Residencial ⁵					
Tamaño medio del lote	% promedio impermeabilidad ⁶				
1/8 de acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 de acre	38	61	75	83	87
1/3 de acre	30	57	72	81	86
1/2 de acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadero pavimentado, tejados, vías de acceso, etc ⁷ .		98	98	98	98
Calles y avenidas					
Pavimentos con cuneta y alcantarillado pluvial ⁸		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89
Áreas comerciales (85% impermeabilidad)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeabilidad)		81	88	91	93
Áreas libres, zonas verdes, parques, campos de golf, cementerios, etc					
Condiciones buenas: Zona verde en 75% o más de área		39	61	74	80
Condiciones aceptables: Zona verde de 50% a 75% del área		49	69	79	84
Baldío	Línea recta	77	86	91	94

⁴ Tomada de Verdin and Morel – Seytoux, 1980, p. 5.

⁵ Los números índices calculados asumiendo que la escorrentía está dirigida desde las casas y antejardín hacia la calle con un mínimo de agua de los tejados hacia la zona verde, donde puede ocurrir infiltración adicional.

⁶ Las áreas permeables remanentes (zona verde) se consideran con pastos en buenas condiciones para estos índices.

⁷ En algunas zonas cálidas del país puede ser usado un número índice de 95.

⁸ Idem 8.

Tabla 11. Continuación

Descripción uso del suelo/tratamiento/condición hidrológica			Grupo suelo hidrológico			
			A	B	C	D
Cultivos pobres	Línea recta	Pobre	72	81	88	91
	Línea recta	Bueno	67	78	85	89
	Surcos en contorno	Pobre	70	79	84	88
	Surcos en contorno	Bueno	65	75	82	86
	Surcos y terraza	Pobre	66	74	80	82
	Surcos y terraza	Bueno	62	71	78	81
Cultivos pobres Pequeñas gramíneas	Línea recta	Pobre	65	76	84	88
	Línea recta	Bueno	63	75	83	87
	Surcos en contorno	Pobre	63	74	82	85
	Surcos en contorno	Bueno	61	73	81	84
	Surcos y terraza	Pobre	61	72	79	82
	Surcos y terraza	Bueno	59	70	78	81
Cultivos continuos (Eras) ⁹ o potreros rotatorios	Línea recta	Pobre	66	77	85	89
	Línea recta	Bueno	58	72	81	85
	Surcos en contorno	Pobre	64	75	83	85
	Surcos en contorno	Bueno	55	69	78	83
	Surcos y terraza	Pobre	63	73	80	83
	Surcos y terraza	Bueno	51	67	76	80
Terrazas de pastos	Línea recta	Pobre	68	79	86	89
	Línea recta	Aceptable	49	69	79	84
	Línea recta	Bueno	39	61	74	80
	Surcos en contorno	Pobre	47	67	81	88
	Surcos en contorno	Aceptable	25	59	75	83
	Surcos en contorno	Bueno	6	35	70	79
Praderas		Bueno	30	58	71	78
Bosques o tierras de reforestación		Pobre	45	66	77	83
		Aceptable	36	60	73	79
		Bueno	25	55	70	77
Tierra de cultivo		Bueno	59	85	93	86

⁹ Enterrados o sembrados a volea.

Tabla 12. Corrección del número índice CN para condiciones de humedad
AMC I y AMC II

CN para AMC II	CN para AMC I	CN para AMC III	CN para AMC II	CN para AMC I	CN para AMC III
100	100	100	61	41	78
99	97	100	60	40	78
98	94	99	59	39	77
97	94	99	58	38	76
96	89	99	57	37	75
95	87	98	56	36	75
94	85	98	55	35	74
93	83	98	54	34	73
92	81	97	53	33	72
91	80	97	52	32	71
90	78	96	51	31	70
89	76	96	50	31	70
88	75	95	49	30	69
87	73	95	48	29	68
86	72	94	47	28	67
85	70	94	46	27	66
84	68	93	45	26	65
83	67	93	44	25	64
82	66	92	43	25	63
81	64	92	42	24	62
80	63	91	41	23	61
79	62	91	40	22	60
78	60	90	39	21	59
77	59	89	38	21	58
76	58	89	37	20	57
75	57	88	36	19	56
74	55	88	35	18	55
73	54	87	34	18	54
72	53	86	33	17	53
71	52	86	32	16	52
70	51	85	31	16	51
69	50	84	30	15	50
68	48	84			
67	47	83	25	12	43
66	46	82	20	9	37
65	45	82	15	6	30
64	44	81	10	4	22
63	43	80	5	2	13
62	42	79	0	0	0

Ahora, para determinar el número CN, se realizaron análisis de los suelos típicos, su uso, y la cobertura vegetal existente, determinados a partir de registros y mapas del IGAC (Instituto Geográfico Agustín Codazzi), e información ocular de visitas realizadas al terreno, se tiene:

- Tipo de uso del suelo:

Área de pasto y rastrojo	45 %
Área pasto y cultivo	10 %
Pavimentos con cunetas y alcantarillado pluvial	5 %
Área urbanizada	40 %
- Condición hidrológica del suelo : Pobre
- Grupo hidrológico del suelo : Permeable (B)
- Humedad antecedente del suelo : El caso más desfavorable para una avenida es cuando la condición antecedente del suelo está húmedo, luego se considerará condición AMC – III.

Con esto se tiene:

Área de pasto y rastrojo	: CN = 67
Área de pasto y cultivo	: CN = 79
Pavimento con cuneta y alcantarillado Pluvial	: CN = 98
Área urbanizada	: CN = 85

Luego, ponderando de acuerdo al porcentaje de área que se tiene:

$$CN = 0.45 \times 67 + 0.10 \times 79 + 0.05 \times 98 + 0.40 \times 85 = 76.95$$

Realizando la corrección por el estado de Humedad Antecedente, de acuerdo a la Tabla 12, se tiene:

$$CN = 89$$

Capacidad de almacenamiento:

$$S = 1.236 \text{ pulg.} = 31.39 \text{ mm}$$

Infiltración inicial del suelo:

$$I_a = 0.2 S = 0.2 \times 1.236 \text{ pulg.} = 0.247 \text{ pulg.} \\ = 6.279 \text{ mm}$$

Con lo que la precipitación efectiva queda:

$$P_e(i) = \frac{(P(i) - 6.279)^2}{P(i) + 25.11} \text{ (mm)}$$

Donde:

$P_e(i)$: Precipitación efectiva acumulada hasta el período i (mm).

$P(i)$: Precipitación total acumulada hasta el período i (mm).

Si para algún período, I_a es mayor que $P(i)$, entonces en ese período $P_e(i) = 0$

La precipitación total se obtiene como:

$$P(i) = P_e(i) - P_e(i - 1)$$

5 MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE CRECIENTES DE DISEÑO

5.1 MÉTODO DE J. R. WILLIAMS Y R. W. HANN – HYMO CON PARÁMETROS CALIBRADOS PARA CUENCAS DE ESTADOS UNIDOS

El método de Williams y Hann es un método de simulación de fenómenos hidrológicos y que tiene como objeto reproducir lo más fielmente posible los procesos físicos que ocurren en una cuenca, mediante expresiones matemáticas que representan las relaciones existentes entre esos fenómenos y las respuestas de la cuenca.

Este método representa la hidrógrafa unitaria instantánea, lo que implica que la duración de la lluvia asociada con ella es muy corta, se recomienda asumir lluvias de duración pequeña comparada con el tiempo al pico.

Para construir la hidrógrafa unitaria, se requiere conocer los dos parámetros de la cuenca **tp** y **K**, que son incluidos en las ecuaciones que dan la forma de la hidrógrafa. El parámetro **tp** representa el tiempo al pico desde el inicio de la lluvia y **K** es la constante de recesión de la cuenca.

5.1.1 Parámetros **tp** (tiempo al pico) y **K** (constante de recesión)

Área de la cuenca	: 1.062 Km ²	= 0.41 mi ²
Longitud del canal principal	: 1.904 Km	= 1.183 mi
Longitud de la cuenca	: 2.586 Km	= 1.607 mi
Cota de nacimiento	: 2174.30 m.s.n.m.	= 7133.53 ft
Cota de salida	: 1638.70 m.s.n.m.	= 5376.31 ft
Pendiente del cauce principal	: 28.13 %	
Ancho promedio (W)	: 0.558 Km	= 0.347 mi

El valor del tiempo al pico (hr.), **tp**, se puede calcular con la expresión:

$$tp = 4.63 A^{0.422} SLP^{-0.46} \left(\frac{L}{W} \right)^{0.133}$$

El valor de la constante de recesión (hr.), **K**, se puede obtener con la expresión:

$$K = 27 A^{0.231} SLP^{-0.777} \left(\frac{L}{W} \right)^{0.124}$$

Donde:

A : Área de la cuenca (mi²)
 SLP : Pendiente media del canal principal (pies/millas)
 L/W : Relación entre el largo y ancho de la cuenca (millas/millas)

O sea:

SLP = 1485.277 pie/milla
 L/W = 3.414 milla/milla

De estas expresiones se tiene:

$t_p = 0.1307 \text{ hr} = 7.841 \text{ min.}$
 $K = 0.08805 \text{ hr} = 5.283 \text{ min.}$

5.1.2 Parámetro de forma del Hidrograma Unitario Sintético (n) y parámetro B

Este valor se puede encontrar con la expresión:

$$n = 1 + \left\{ \frac{1}{2 \left(\frac{K}{t_p} \right)} + \left[\frac{1}{4 \left(\frac{K}{t_p} \right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{K}{t_p} \right)} \right]^{1/2} \right\}^2$$

Con esto se obtiene:

$n = 5.703$

De la gráfica 5, se puede extraer el valor para B, dependiente del valor del parámetro de forma del Hidrograma Unitario Sintético (n).

$B = 470$

5.1.3 Caudal pico sintético (q_p)

Considerando la siguiente expresión y teniendo en cuenta que la profundidad unitaria de la lluvia es $R = 1 \text{ mm} = (1/25.4) \text{ pulg.}$

$$q_p = \frac{B A R}{t_p}$$

Donde:

q_p : ft³/s/mm
 A : Área (millas²)
 R : 1/25.4 pulg.
 t_p : Tiempo al pico (hr.)

Grafica 5. Relación entre el Parámetro de forma de la hidrograma “n” y el parámetro “B”

Con la expresión anterior se obtiene:

$$q_p = 58.74 \text{ ft}^3/\text{s}/\text{mm}.$$

$$q_p = 1.6633 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}.$$

5.1.4 Puntos de inflexión del Hidrograma. Tiempos t_0 y t_1 .

El tiempo para el cual el hidrograma tiene el punto de inflexión está dado por la ecuación:

$$t_0 = t_p \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n - 1}} \right)$$

El tiempo t_1 está dado por:

$$t_1 = t_0 + 2 K$$

Reemplazando en estas expresiones se obtiene:

$$t_0 = 0.191 \text{ hr} \quad = 11.46 \text{ min.} \quad = 1.461 t_p$$

$$t_1 = 0.367 \text{ hr} \quad = 22.02 \text{ min.} \quad = 2.809 t_p$$

Con estos parámetros se halla el hidrograma unitario.

5.1.5 Hidrograma unitario

Para los intervalos de tiempo del hidrograma unitario se selecciona la mitad del tiempo al pico, o sea aproximadamente 4 minutos., con este valor, los parámetros encontrados anteriormente y las siguientes ecuaciones se construye el hidrograma, cuyos valores se aprecian en la tabla 13 y que se observa en la gráfica 6.

Para $t \leq t_0$, se tiene la expresión:

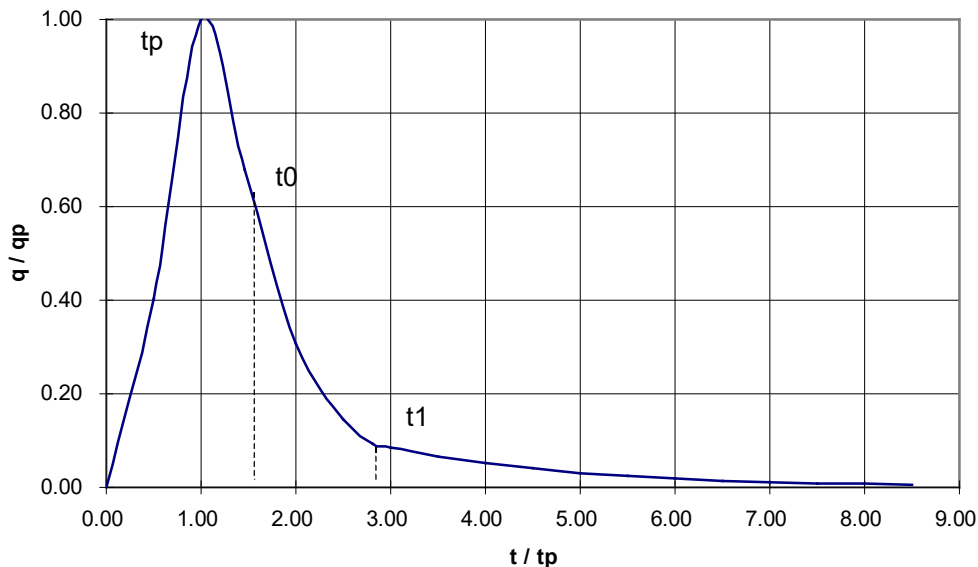
$$q/q_p = \left(\frac{t}{t_p} \right)^{n-1} e^{(1-n)\left(\frac{t}{t_p}-1\right)}$$

Para $t_0 \leq t \leq t_1$, se tiene la siguiente expresión:

$$q/q_p = q_0/q_p e^{\left(\frac{t_0-t}{K}\right)}$$

Y para $t \geq t_1$, se emplea la siguiente expresión:

$$q/q_p = q_1/q_p e^{\left(\frac{t_1-t}{3K}\right)}$$



Gráfica 6. Hidrograma unitario de Williams y Hann,
Calibración en cuencas de Estados Unidos

Tabla 12. Valores para el Hidrograma Unitario de Williams y Hann, según calibración de parámetros en los Estados Unidos.

	t (min)	t/t_p	q/q_p	q (m³/s)
	0.00	0.00	0.00	0.000
	3.92	0.50	0.4032	0.671
t_p	7.84	1.00	1.0000	1.663
t₀	11.46	1.46	0.6803	1.132
	15.68	2.00	0.3057	0.509
	19.60	2.50	0.1456	0.242
t₁	22.02	2.81	0.0921	0.153
	23.52	3.00	0.0837	0.139
	27.44	3.50	0.0654	0.109
	31.36	4.00	0.0511	0.085
	35.28	4.50	0.0399	0.066
	39.20	5.00	0.0311	0.052
	43.12	5.50	0.0243	0.040
	47.05	6.00	0.0190	0.032
	50.97	6.50	0.0148	0.025
	54.89	7.00	0.0116	0.019
	58.81	7.50	0.0090	0.015
	62.73	8.00	0.0071	0.012
	66.65	8.50	0.0055	0.009

5.1.6 Intensidad de la lluvia, profundidad de la lluvia

Las intensidades de la lluvia se pueden apreciar en la Tabla 9 (Intensidades según las duraciones seleccionadas y para diferentes periodos de retorno, para la Planta de Filtros Villa Hermosa), y las profundidades se puede apreciar en la Tabla 10.

5.1.7 Porcentaje de distribución de la lluvia

De acuerdo a la sección 4.1, la distribución temporal de la lluvia se pudo obtener de la gráfica de distribución temporal de la lluvia, de la estación Miguel de Aguinaga, de esta gráfica se obtienen los datos que se presentan a continuación.

Para un intervalo de tiempo de 4 minutos, y para las duraciones de 16, 20, 24 y 28 minutos se obtienen las tablas 14, 15, 16 y 17, respectivamente.

Lluvia de 16 minutos de duración:

$$\frac{4}{16} \times 100 \% = 25.00 \%$$

Tabla 14. Distribución de la lluvia en el tiempo, para lluvia de 16 minutos de duración.

% TIEMPO	% LLUVIA
25	34.5
50	64
75	83
100	100

Lluvia de 20 minutos de duración:

$$\frac{4}{20} \times 100 \% = 20.00 \%$$

Tabla 15. Distribución de la lluvia en el tiempo, para lluvia de 20 minutos de duración.

% TIEMPO	% LLUVIA
20	28
40	53
60	72.5
80	87
100	100

Lluvia de 24 minutos de duración:

$$\frac{4}{24} \times 100 \% = 16.67 \%$$

Tabla 16. Distribución de la lluvia en el tiempo, para lluvia de 24 minutos de duración.

% TIEMPO	% LLUVIA
16.67	24
33.33	45
50.00	64
66.67	77
83.33	89
100.00	100

Lluvia de 28 minutos de duración:

$$\frac{4}{28} \times 100 \% = 14.29 \%$$

Tabla 17. Distribución de la lluvia en el tiempo, para lluvia de 36 minutos de duración.

% TIEMPO	% LLUVIA
14.29	20
28.57	39
42.86	56
57.14	70
71.43	81
85.71	91
100.00	100

5.1.8 Lluvia efectiva

Este cálculo se realizó en la sección 4.3. La ecuación para calcular la precipitación efectiva es la siguiente:

$$P_e(i) = \frac{(P(i) - 6.279)^2}{P(i) + 25.115} \text{ (mm)}$$

Donde:

$P_e(i)$: Precipitación efectiva acumulada hasta el período i (mm).

$P(i)$: Precipitación total acumulada hasta el período i (mm).

5.1.9 Hietogramas de lluvia

Tabla 18. Hietograma para lluvia de 16 minutos y período de retorno de 10 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16
T. acum..o	(%)	25.0%	50.0%	75.0%	100.0%
Lluv. acum.	(%)	34.5	64	83	100
Lluv. Acum.	(mm)	10.58	19.62	25.45	30.66
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.52	3.98	7.27	10.66
Ll. Efec. período	(mm)	0.52	3.46	3.29	3.39

Tabla 19. Hietograma para lluvia de 16 minutos y período de retorno de 25 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16
Lluv. Acum.	(mm)	12.27	22.76	29.52	35.57
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.96	5.68	9.89	14.14
Ll. Efec. período	(mm)	0.96	4.72	4.21	4.25

Tabla 20. Hietograma para lluvia de 16 minutos y período de retorno de 50 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16
Lluv. Acum.	(mm)	13.50	25.04	32.47	39.12
Ll. Efect. acum.	(mm)	1.35	7.02	11.91	16.79
Ll. Efec. período	(mm)	1.35	5.67	4.90	4.88

Tabla 21. Hietograma para lluvia de 16 minutos y período de retorno de 100 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16
Lluv. Acum.	(mm)	14.76	27.39	35.52	42.79
Ll. Efect. acum.	(mm)	1.80	8.49	14.10	19.63
Ll. Efec. período	(mm)	1.80	6.68	5.61	5.53

Tabla 22. Hietograma para lluvia de 20 minutos y período de retorno de 10 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20
T. acum..	(%)	20.0%	40.0%	60.0%	80.0%	100.0%
Lluv. acum.	(%)	28	53	72.5	87	100
Lluv. Acum.	(mm)	9.52	18.03	24.66	29.59	34.01
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.30	3.20	6.79	9.93	13.01
Ll. Efec. período	(mm)	0.30	2.90	3.59	3.15	3.07

Tabla 23. Hietograma para lluvia de 20 minutos y período de retorno de 25 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20
Lluv. Acum.	(mm)	11.01	20.85	28.52	34.22	39.34
Ll. Efect. Acum..	(mm)	0.62	4.62	9.22	13.16	16.95
Ll. Efec. período	(mm)	0.62	4.00	4.60	3.94	3.80

Tabla 24. Hietograma para lluvia de 20 minutos y período de retorno de 50 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20
Lluv. Acum.	(mm)	12.07	22.85	31.26	37.51	43.12
Ll. Efect. Acum..	(mm)	0.90	5.73	11.07	15.58	19.89
Ll. Efec. período	(mm)	0.90	4.82	5.34	4.51	4.31

Tabla 25. Hietograma para lluvia de 20 minutos y período de retorno de 100 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20
Lluv. Acum.	(mm)	13.20	24.99	34.19	41.03	47.16
Ll. Efect. Acum..	(mm)	1.25	6.99	13.14	18.26	23.12
Ll. Efec. período	(mm)	1.25	5.74	6.15	5.12	4.87

Tabla 26. Hietograma para lluvia de 24 minutos y período de retorno de 10 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24
T. acum..	(%)	16.7%	33.3%	50.0%	66.7%	83.3%	100.0%
Lluv. acum.	(%)	24	45	64	77	89	100
Lluv. Acum.	(mm)	8.80	16.51	23.48	28.24	32.65	36.68
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.19	2.51	6.09	9.04	12.04	14.96
Ll. Efec. período	(mm)	0.19	2.33	3.57	2.96	2.99	2.92

Tabla 27. Hietograma para lluvia de 24 minutos y período de retorno de 25 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24
Lluv. Acum.	(mm)	10.16	19.05	27.09	32.60	37.68	42.33
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.43	3.69	8.30	12.00	15.70	19.27
Ll. Efec. período	(mm)	0.43	3.27	4.61	3.70	3.70	3.57

Tabla 28. Hietograma para lluvia de 24 minutos y período de retorno de 50 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24
Lluv. Acum.	(mm)	11.11	20.84	29.63	35.65	41.21	46.30
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.65	4.61	9.96	14.20	18.40	22.43
Ll. Efec. período	(mm)	0.65	3.97	5.35	4.24	4.20	4.03

Tabla 29. Hietograma para lluvia de 24 minutos y período de retorno de 100 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24
Lluv. Acum.	(mm)	12.15	22.79	32.41	38.99	45.07	50.64
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.93	5.69	11.87	16.69	21.44	25.98
Ll. Efec. período	(mm)	0.93	4.76	6.18	4.82	4.75	4.54

Tabla 30. Hietograma para lluvia de 28 minutos y período de retorno de 10 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24	28
T. acum..	(%)	14.3%	28.6%	42.9%	57.1%	71.4%	85.7%	100.0%
Lluv. Acum..	(%)	20	39	56	70	81	91	100
Lluv. Acum.	(mm)	7.77	15.15	21.76	27.20	31.47	35.36	38.85
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.07	1.96	5.11	8.37	11.22	13.98	16.59
Ll. Efec. período	(mm)	0.07	1.89	3.16	3.25	2.85	2.77	2.61

Tabla 31. Hietograma para lluvia de 28 minutos y período de retorno de 25 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24	28
Lluv. Acum.	(mm)	8.96	17.46	25.08	31.35	36.27	40.75	44.78
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.21	2.94	7.04	11.13	14.65	18.04	21.21
Ll. Efec. Período	(mm)	0.21	2.73	4.10	4.09	3.53	3.39	3.17

Tabla 32. Hietograma para lluvia de 28 minutos y período de retorno de 50 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24	28
Lluv. Acum.	(mm)	9.78	19.08	27.39	34.24	39.62	44.51	48.91
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.35	3.71	8.49	13.17	17.17	21.00	24.56
Ll. Efec. Período	(mm)	0.35	3.35	4.78	4.68	4.00	3.82	3.56

Tabla 33. Hietograma para lluvia de 28 minutos y período de retorno de 100 años

T. acum..	(min)	4	8	12	16	20	24	28
Lluv. Acum.	(mm)	10.70	20.86	29.96	37.45	43.33	48.68	53.49
Ll. Efect. acum.	(mm)	0.55	4.63	10.18	15.53	20.06	24.36	28.36
Ll. Efec. Período	(mm)	0.55	4.08	5.55	5.35	4.53	4.31	4.00

5.1.10 Hidrograma de salida

El hidrograma de salida de la creciente en la cual se calcula mediante la hidrógrafa unitaria y los hietogramas de lluvia efectiva calculados atrás, usando la ecuación siguiente, expresada en forma matricial:

$$Q(n) = q(n - j + 1) \times P_e(j)$$

Para $n = 1, 2, 3, \dots$

A continuación se muestra los cálculos respectivos. Para cada período de retorno el caudal pico que produce cada una de las lluvias con diferente duración y se selecciona aquel que sea mayor que las demás, mediante el producto matricial.

Tabla 34. Lluvia de 16 minutos y 10 años de período de retorno

0.35		0.671	0.000	0.000	0.000	0.52
3.18		1.663	0.671	0.000	0.000	3.46
8.55		1.132	1.663	0.671	0.000	3.29
11.92		0.509	1.132	1.663	0.671	3.39
11.25	=	0.242	0.509	1.132	1.663	*
6.43		0.153	0.242	0.509	1.132	
3.12		0.139	0.153	0.242	0.509	
1.86		0.109	0.139	0.153	0.242	
1.40		0.085	0.109	0.139	0.153	
1.16		0.066	0.085	0.109	0.139	

Qpico 11,92 m³/s

Tabla 35. Lluvia de 16 minutos y 25 años de período de retorno

0.64		0.671	0.000	0.000	0.000	0.96
4.76		1.663	0.671	0.000	0.000	4.72
11.76		1.132	1.663	0.671	0.000	4.21
15.68		0.509	1.132	1.663	0.671	4.25
14.46	=	0.242	0.509	1.132	1.663	*
8.24		0.153	0.242	0.509	1.132	
4.04		0.139	0.153	0.242	0.509	
2.44		0.109	0.139	0.153	0.242	
1.83		0.085	0.109	0.139	0.153	
1.51		0.066	0.085	0.109	0.139	

Qpico 15,68 m³/s

Tabla 36. Lluvia de 16 minutos y 50 años de período de retorno

0.90		0.671	0.000	0.000	0.000		1.35
6.04		1.663	0.671	0.000	0.000		5.67
14.23		1.132	1.663	0.671	0.000		4.90
18.51		0.509	1.132	1.663	0.671		4.88
16.86	=	0.242	0.509	1.132	1.663	*	
9.59		0.153	0.242	0.509	1.132		
4.72		0.139	0.153	0.242	0.509		
2.87		0.109	0.139	0.153	0.242		
2.16		0.085	0.109	0.139	0.153		
1.78		0.066	0.085	0.109	0.139		

Qpico 18,51 m³/s

Tabla 37. Lluvia de 16 minutos y 100 años de período de retorno

1.21		0.671	0.000	0.000	0.000		1.80
7.48		1.663	0.671	0.000	0.000		6.68
16.92		1.132	1.663	0.671	0.000		5.61
21.52		0.509	1.132	1.663	0.671		5.53
19.39	=	0.242	0.509	1.132	1.663	*	
11.01		0.153	0.242	0.509	1.132		
5.45		0.139	0.153	0.242	0.509		
3.33		0.109	0.139	0.153	0.242		
2.51		0.085	0.109	0.139	0.153		
2.07		0.066	0.085	0.109	0.139		

Qpico 21,52 m³/s

Tabla 38. Lluvia de 20 minutos y 10 años de período de retorno

0.20		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000		0.30
2.45		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000		2.90
7.57		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000		3.59
11.51		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000		3.15
12.90	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	*	3.07
11.25		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663		
6.43		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132		
3.31		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509		
2.07		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242		
1.57		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153		

Qpico 12,90 m³/s

Tabla 39. Lluvia de 20 minutos y 25 años de período de retorno

0.42		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.62
3.71		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	4.00
10.44		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	4.60
15.14		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	3.94
16.49	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	* 3.80
14.17		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
8.11		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
4.21		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
2.65		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	
2.01		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	

Qpico 16,49 m³/s

Tabla 40. Lluvia de 20 minutos y 50 años de período de retorno

0.61		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.90
4.74		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	4.82
12.63		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	5.34
17.83		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	4.51
19.11	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	* 4.31
16.30		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
9.33		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
4.87		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
3.08		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	
2.34		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	

Qpico 19,11 m³/s

Tabla 41. Lluvia de 20 minutos y 100 años de período de retorno

0.84		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	1.25
5.93		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	5.74
15.08		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	6.15
20.79		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	5.12
21.96	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	* 4.87
18.59		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
10.65		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
5.59		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
3.55		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	
2.70		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	

Qpico 21,96 m³/s

Tabla 42. Lluvia de 24 minutos y 10 años de período de retorno

0.13		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.19
1.87		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	2.33
6.48		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	3.57
10.65		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	2.96
12.20	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 2.99
12.69		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	2.92
11.00		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
6.44		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
3.43		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
2.18		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 12,69 m³/s

Tabla 43. Lluvia de 24 minutos y 25 años de período de retorno

0.29		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.43
2.90		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	3.27
9.00		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	4.61
14.06		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	3.70
15.62	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 3.70
15.94		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	3.57
13.69		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
8.03		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
4.31		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
2.75		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 15,94 m³/s

Tabla 44. Lluvia de 24 minutos y 50 años de período de retorno

0.43		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.65
3.73		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	3.97
10.92		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	5.35
16.56		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	4.24
18.09	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 4.20
18.26		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	4.03
15.61		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
9.17		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
4.95		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
3.17		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 18,26 m³/s

Tabla 45. Lluvia de 24 minutos y 100 años de período de retorno

0.62		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.93
4.74		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	4.76
13.12		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	6.18
19.38		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	4.82
20.85	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 4.75
20.83		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	4.54
17.73		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
10.43		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
5.65		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
3.64		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 20,85 m³/s

Tabla 46. Lluvia de 28 minutos y 10 años de período de retorno

0.05		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.07
1.38		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	1.89
5.33		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	3.16
9.60		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	3.25
11.87	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 2.85
12.35		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	2.77
12.29		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	2.61
10.46		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
6.19		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
3.39		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 12,35 m³/s

Tabla 47. Lluvia de 28 minutos y 25 años de período de retorno

0.14		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.21
2.18		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	2.73
7.53		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	4.10
12.76		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	4.09
15.25	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	* 3.53
15.54		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	3.39
15.27		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	3.17
12.91		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
7.67		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	
4.23		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	

Qpico 15,54 m³/s

Tabla 48. Lluvia de 28 minutos y 50 años de período de retorno

0.24		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.35
2.83		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.35
9.19		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	4.78
15.07		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	4.68
17.68	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	* 4.00
17.81		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	3.82
17.37		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	3.56
14.65		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
8.72		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
4.83		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	

Qpico 17,81 m³/s

Tabla 49. Lluvia de 28 minutos y 100 años de período de retorno

0.37		0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.55
3.64		1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.08
11.13		1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	0.000	5.55
17.72		0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	0.000	5.35
20.42	=	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	0.000	* 4.53
20.37		0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	0.000	4.31
19.73		0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	0.671	4.00
16.60		0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	1.663	
9.89		0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	1.132	
5.50		0.066	0.085	0.109	0.139	0.153	0.242	0.509	

Qpico 20,42 m³/s

5.1.11 Resultados obtenidos de Caudales Pico

Tabla 50. Resumen de caudales pico obtenidos por el Método de Williams y Hann, calibrado en cuencas de Estados Unidos.

DURACIÓN (min)	CAUDAL PICO (m ³ /s)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		11.922	15.68	18.513	21.524
20		12.902	16.487	19.105	21.956
24		12.693	15.937	18.262	20.847
28		12.352	15.54	17.815	20.423

Caudal máximo = 21,96 m³/s

5.2 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN INTEGRAL

5.2.1 Generalidades

Técnica empleada por la Corporación de Ingenieros de los Estados Unidos. Está basada en un método desarrollado por Snyder y expandido por Schwarz. Desafortunadamente no suministra un método simple para la construcción del hidrograma completo de descarga, pero permite calcular el tiempo al pico, la duración del hidrograma unitario, el caudal pico y el tiempo de la hidrógrafa.

5.2.2 Parámetros del Hidrograma

De acuerdo a la calibración hecha por la firma Integral para cuencas en el oriente Antioqueño, para el Modelo de Snyder, se obtienen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned}C_t &= 1.05 \\C_p &= 0.33\end{aligned}$$

5.2.3 Tiempo al pico

Asumiendo que el tiempo de retardo es constante para un área de drenaje en particular, la cual no está influenciada por variaciones como la intensidad de precipitación o factores similares. Se tiene por medio de la expresión:

$$t_p = C_t (L L_{ca})^{0.3}$$

Donde:

- t_p : Tiempo de retardo (hr.)
- C_t : Coeficiente que representa la variación de las pendientes en el área de drenaje y el almacenamiento.
- L : Longitud del cauce principal entre el desagüe de la hoyo y la divisoria de aguas (millas).
- L_{ca} : Longitud desde el punto de control de la cuenca a lo largo del cauce principal, hasta el punto más cercano al centro de gravedad (millas).

Con lo que se obtiene:

$$t_p = 0.97 \text{ hr.} = 58.04 \text{ min.}$$

5.2.4 Duración de la precipitación

La duración de la precipitación para el hidrograma unitario sintético de Snyder se desarrolla como una función del tiempo de retardo.

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} = 0.176 \text{ hr.} = 10.55 \text{ min.}$$

Para las duraciones consideradas de 16, 20, 24 y 28 minutos se tiene:

La siguiente ecuación se desarrolló para permitir que el tiempo de retardo y la descarga pico se ajusten para cualquier duración deseada, así se tiene la tabla 51.

$$t_{pr'} = t_p + 0.25 (t_R - t_r)$$

Donde:

t_R : Duración deseada de la hidrógrafa unitaria (hr)

t_r : Duración inicial de la hidrógrafa unitaria (hr)

Tabla 51. Tiempo de retardo ajustado, Método de Snyder calibración Integral.

DURACIÓN (min)	DURACIÓN (hr)	$t_{pr'}$ (hr)
16	0.267	0.990
20	0.333	1.007
24	0.400	1.023
28	0.467	1.040

5.2.5 Caudal pico

Si se asume que la duración dada produce una pulgada de escorrentía directa, el volumen que fluye a la salida es constante. La ecuación para el caudal pico es:

$$q_p = \frac{640 C_p A}{t_{pr'}}$$

En la Tabla 52, se presentan los caudales pico calculados.

5.2.6 Precipitación en la estación

Teniendo en cuenta las intensidades obtenidas y que se muestran en la Tabla 9, se procede a calcular la precipitación en la estación, de la siguiente manera:

$$P_{est} = i \times t_r$$

Donde:

i : Intensidad (mm/h)

t_R : Duración deseada de la hidrógrafa unitaria (hr)

Tabla 52. Caudales pico para diferentes duraciones. Método de Snyder, calibración Integral

DURACIÓN (min)	q_p (pie³/s/pulg)	q_p (m³/s/pulg)
16	87.471	2.477
20	86.023	2.436
24	84.622	2.396
28	83.266	2.358

En la tabla 10 se presentan las precipitaciones para diferentes duraciones e intensidades.

5.2.7 Precipitación promedio

Empleando la gráfica 4, deducido en el Estudio Hidrológico del Valle de Aburrá, se puede obtener la Precipitación promedio, conocida la Precipitación máxima y el área de la cuenca. De este gráfico se puede observar que el 100% de la precipitación cae sobre la cuenca. La precipitación promedio se puede observar en la Tabla 53.

Tabla 53. Precipitaciones media para diferentes duraciones e intensidades.
Método de Snyder, calibración Integral.

DURACIÓN (min)	PRECIPITACIÓN PROMEDIA (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		30.660	35.569	39.118	42.789
20		34.012	39.335	43.116	47.158
24		36.681	42.334	46.303	50.641
28		38.855	44.781	48.915	53.493

Adicionalmente, observando los Polígonos de Thiesen se puede comprobar que toda (100%) el área de la cuenca es influenciada por la Estación Planta de Filtros Villa Hermosa.

5.2.8 Retención

De acuerdo a la calibración realizada por la Firma Integral S. A. en 1956 consideró que las pérdidas hidrológicas por infiltración, retención y evaporación son constantes e iguales a 5 mm/h y no se debe tener cuidado en la convolución del Hidrograma Unitario. De acuerdo con esto se tiene para las diferentes duraciones se obtiene la tabla 54.

Tabla 54. Retención para el método de Snyder – Integral.

DURACIÓN (min)	RETENCIÓN (mm)
16	1.333
20	1.667
24	2.000
28	2.333

5.2.9 Escorrentía

Se puede calcular como:

$$\text{Escorrentía} = P_{\text{media}} - \text{Retención total}$$

Tabla 55. Escorrentía para diferentes duraciones e intensidades.

DURACIÓN (min)	ESCORRENTÍA (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		29.326	34.236	37.785	41.456
20		32.346	37.668	41.449	45.492
24		34.681	40.334	44.303	48.641
28		36.521	42.447	46.581	51.160

5.2.10 Caudal pico

El caudal pico estará dado por la siguiente expresión, y los resultados se presentan en la Tabla 56.

$$Q_p = \frac{q_p \times \text{Escorrentía}}{25.4}$$

Tabla 56. Caudal pico para diferentes duraciones e intensidades.
Método de Snyder. Calibración Integral.

DURACIÓN (min)	CAUDAL PICO (m ³ /s)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		2.860	3.339	3.685	4.043
20		3.102	3.612	3.975	4.363
24		3.272	3.805	4.180	4.589
28		3.390	3.940	4.324	4.749

$$Q_{p_{\text{máx}}} = 4.749 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.3 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN AEI

5.3.1 Parámetros del Hidrograma

De acuerdo a la calibración hecha por la firma AEI para cuencas Antioqueñas, para el Modelo de Snyder, se obtienen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} C_t &= 0.493 \\ C_p &= 0.42 \end{aligned}$$

5.3.2 Tiempo al pico

$$t_p = C_t (L L_{ca})^{0.3}$$

$$t_p = 0.454 \text{ hr.} = 27.25 \text{ min.}$$

5.3.3 Duración de la precipitación

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} = 0.083 \text{ hr.} = 4.95 \text{ min.}$$

Para las duraciones consideradas de 16, 20, 24 y 28 minutos se tiene:

$$t_{pr'} = t_p + 0.25 (t_R - t_r)$$

Tabla 57. Tiempo de retardo ajustado, Método de Snyder, calibración AEI.

DURACIÓN (min)	DURACIÓN (hr)	$t_{pr'}$ (hr)
16	0.267	0.500
20	0.333	0.517
24	0.400	0.534
28	0.467	0.550

5.3.4 Caudal pico

$$q_p = \frac{640 C_p A}{t_{pr'}}$$

En la Tabla 58, se presentan los caudales pico calculados.

Tabla 58. Caudales pico para diferentes duraciones, Método de Snyder, calibración AEI

DURACIÓN (min)	q_p (pie ³ /s/pulg)	q_p (m ³ /s/pulg)
16	220.344	6.239
20	213.239	6.038
24	206.578	5.850
28	200.320	5.672

5.3.5 Precipitación promedio

En la Tabla 53 (Precipitaciones media para diferentes duraciones e intensidades del Método de Snyder, calibración Integral) se puede observar la precipitación promedio.

5.3.6 Precipitación efectiva

$$P_e(i) = \frac{(P(i) - 6.279)^2}{P(i) + 25.114} \text{ (mm)}$$

De la expresión anterior se obtiene la Tabla 58.

En las tablas 59 y 60 se puede observar la Retención de la cuenca y la Retención Total respectivamente.

Tabla 59. Precipitación efectiva para diferentes períodos de retorno y duraciones.

DURACIÓN (min)	PRECIPITACIÓN EFECTIVA (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		10.658	14.138	16.789	19.631
20		13.009	16.955	19.888	23.123
24		14.958	19.273	22.431	25.978
28		16.589	21.209	24.556	28.358

Tabla 59. Retención para diferentes períodos de retorno y duraciones.
Método de Snyder, calibración AEI

DURACIÓN (min)	RETENCIÓN (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		20.002	21.431	22.329	23.158
20		21.004	22.380	23.228	24.036
24		21.724	23.060	23.872	24.662
28		22.266	23.572	24.359	25.134

Tabla 60. Retención total para diferentes duraciones y tiempos de retorno.
Método de Snyder, calibración AEI

DURACIÓN (min)	RETENCIÓN TOTAL (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		5.334	5.715	5.954	6.176
20		7.001	7.460	7.743	8.012
24		8.689	9.224	9.549	9.865
28		10.391	11.000	11.368	11.729

5.3.7 Escorrentía

$$\text{Escorrentía} = P_{\text{media}} - \text{Retención total}$$

Tabla 61. Escorrentía para diferentes duraciones e intensidades.
Método de Snyder, calibración AEI

DURACIÓN (min)	ESCORRENTÍA (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		25.326	29.854	33.164	36.614
20		27.011	31.875	35.373	39.146
24		27.992	33.109	36.755	40.776
28		28.464	33.780	37.547	41.764

5.3.8 Caudal pico

El caudal pico estará dado por la siguiente expresión, y los resultados se presentan en la Tabla 62.

$$Q_p = \frac{q_p \times \text{Escorrentía}}{25.4}$$

Tabla 62. Escorrentía para diferentes duraciones e intensidades.
Método de Snyder, calibración AEI

DURACIÓN (min)	CAUDAL (m ³ /s)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		6.221	7.334	8.147	8.994
20		6.421	7.578	8.409	9.306
24		6.447	7.625	8.465	9.391
28		6.357	7.544	8.385	9.327

$$Q_{p\text{máx}} = 9.391 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.4 MÉTODO DE SNYDER – CALIBRACIÓN CUHP

5.4.1 Parámetros del Hidrograma

De acuerdo a la calibración hecha por el CUHP para cuencas Antioqueñas, para el Modelo de Snyder, se obtienen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} C_t &= 0.34 \\ C_p &= 0.60 \end{aligned}$$

5.4.2 Tiempo al pico

$$t_p = C_t (L L_{ca})^{0.3}$$

$$t_p = 0.313 \text{ hr.} = 18,79 \text{ min.}$$

5.4.3 Duración de la precipitación

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} = 0.057 \text{ hr.} = 3.42 \text{ min.}$$

Para las duraciones consideradas de 16, 20, 24 y 28 minutos se tiene:

$$t_{pr} = t_p + 0.25 (t_R - t_r)$$

Tabla 63. Tiempo de retardo ajustado.
Método de Snyder, calibración CUHP

DURACIÓN (min)	DURACIÓN (hr)	t_{pr}' (hr)
16	0.267	0.366
20	0.333	0.382
24	0.400	0.399
28	0.467	0.416

5.4.4 Caudal pico

$$q_p = \frac{640 C_p A}{t_{pr}'}$$

En la Tabla 64, se presentan los caudales pico calculados.

Tabla 64. Caudales pico para diferentes duraciones, Método de Snyder, calibración CUHP

DURACIÓN (min)	q_p (pie ³ /s/pulg)	q_p (m ³ /s/pulg)
16	430.601	12.193
20	411.830	11.662
24	394.627	11.175
28	378.804	10.727

La precipitación promedio se puede apreciar en la Tabla 53. Precipitaciones media para diferentes duraciones e intensidades, Método de Snyder, calibración Integral.

Con estos valores se puede construir la Tabla 58 de Precipitaciones efectivas sobre la cuenca.

Con estas precipitaciones efectivas y la precipitación promedio se puede obtener la Tabla 59 de Retención en la cuenca, y posteriormente se puede calcular la precipitación total con la expresión:

$$\text{Retención Total (mm)} = \text{Retención (mm/h)} * \text{Tr}'(\text{hr})$$

Así se obtiene la Tabla 65. Retención total para diferentes duraciones y tiempos de retorno, Método de Snyder, calibración CUHP

5.4.5 Escorrentía

$$\text{Escorrentía} = P_{\text{media}} - \text{Retención total}$$

Tabla 65. Escorrentía para diferentes duraciones e intensidades, Método de Snyder, calibración CUHP

DURACIÓN (min)	ESCORRENTÍA (mm)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		25.326	29.854	33.164	36.614
20		27.011	31.875	35.373	39.146
24		27.992	33.109	36.755	40.776
28		28.464	33.780	37.547	41.764

5.4.6 Caudal pico

El caudal pico estará dado por la siguiente expresión, y los resultados se presentan en la Tabla 66.

$$Q_p = \frac{q_p \times \text{Escorrentía}}{25.4}$$

Tabla 66. Escorrentía para diferentes duraciones e intensidades. Método de Snyder, calibración CUHP

DURACIÓN (min)	CAUDAL (m ³ /s)				
	Tr (años)	10	25	50	100
16		12.158	14.331	15.920	17.576
20		12.401	14.635	16.241	17.973
24		12.315	14.566	16.170	17.939
28		12.021	14.266	15.856	17.637

$$Q_{p_{\text{máx}}} = 17.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.5 MÉTODO RACIONAL

5.5.1 Coeficiente de Escorrentía

Para determinar este coeficiente y debido a la gran incertidumbre que existe para determinarlo, se ha adoptado el método propuesto por Ven Te Chow, en el cual se consideran diferentes coeficientes de escorrentía según el tipo de suelo, dividiendo el área de la cuenca en sub – áreas y ponderando el coeficiente total de acuerdo al porcentaje de áreas presentes en la cuenca. También se considera el coeficiente, variando para diferentes períodos de retorno, en la Tabla 67, se presentan los coeficientes de escorrentía según el tipo de suelo y período de retorno.

Tabla 67. Coeficientes de Escorrentía según el tipo de suelo y dependiendo del período de retorno, para la Cuenca de la Quebrada Chorro Hondo.

TIPO DE SUELO	PORCENT. DE ÁREA (%)	ÁREA (Ha)	PERÍODO DE RETORNO (años)			
			10	25	50	100
Pasto y rastrojo	45 %	47.79	0.42	0.46	0.49	0.53
Pasto y cultivos	10 %	10.62	0.44	0.48	0.51	0.54
Pavimento con cuneta y alc. pluvial	5 %	5.31	0.81	0.86	0.90	0.95
Zona urbanizada	40 %	42.48	0.83	0.88	0.92	0.97

En la Tabla 68 se presentan los coeficientes de escorrentía ponderados según el porcentaje de área, con respecto al área total.

5.5.2 Intensidad de la Lluvia

Tomando como punto de partida las Curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración de la estación Planta de Filtros Villa Hermosa para determinar las intensidades de la lluvia y dependiendo de los diferentes períodos de retorno, para una duración dada se presenta la Tabla 9.

De acuerdo con Ven Te Chow, el cálculo de los caudales para los diferentes períodos de retorno se obtienen de la siguiente manera:

$$Q = I \times \sum_{j=1}^m C_j \times A_j$$

Los resultados de la ponderación de los coeficientes de escorrentía con el área comprendida por cada tipo de suelo se puede apreciar en la Tabla 68.

Tabla 68. Distribución del área y ponderación de ésta con el Coeficiente de Escorrentía.

PERÍODO DE RETORNO (años)	PONDERACIÓN $C_j \times A_j$
10	64.30
25	69.03
50	72.69
100	77.31

Al multiplicar estas ponderaciones para cada período de retorno por las respectivas intensidades se obtienen los caudales que se presentan en la Tabla 69.

Tabla 69. Caudales pico para cada duración y para cada período de retorno.
Método Racional Ponderado.

DURACIÓN (min)	PERÍODO DE RETORNO (años)			
	10	25	50	100
16	20.537	25.576	29.621	34.460
20	18.226	22.628	26.119	30.383
24	16.380	20.294	23.375	27.189
28	14.872	18.400	21.166	24.617

$$Q_{p_{\max}} = 34.461 \text{ m}^3/\text{s}$$

6 SELECCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

6.1 RESULTADOS DE CAUDALES PICO

En la Tabla 70 se presenta un resumen de los caudales pico obtenidos por las diferentes metodologías empleada.

Tabla 70. Caudales picos obtenidos por diferentes metodologías.

MÉTODO	CAUDAL (m ³ /s)				
	Tr (años)	10	25	50	100
Williams y Hann		12.90	16.49	19.11	21.96
Snyder – Integral		3.39	3.94	4.32	4.75
Snyder – AEI		6.45	7.63	8.46	9.39
Snyder – CUHP		12.40	14.64	16.24	17.97
Racional		20.54	25.58	29.62	34.46

6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y OBSERVACIONES

6.2.1 Método de Williams y Hann

Este método fue deducido con base en ecuaciones de generalización hidrológica, en cuencas de los estados de Texas, Oklahoma, Mississippi, Louisiana y Tennessee en los Estados Unidos con áreas entre 1.3 y 65 Km². Las ecuaciones utilizadas en éste método reflejan las características propias de esas latitudes, en terrenos planos con regímenes hidrológicos, características geológicas y uso del suelo diferentes a nuestras condiciones tropicales. Este es un método de simulación de fenómenos hidrológicos y que tiene como objetivo reproducir lo más fielmente posible los procesos físicos que ocurren en una cuenca, mediante expresiones matemáticas que representan las relaciones existentes entre esos fenómenos y las respuestas de la cuenca. Este proporciona la hidrógrafa unitaria instantánea, lo que implica que la duración de la lluvia asociada con ella es muy corta, se recomienda asumir lluvias de duración pequeñas comparadas con el tiempo al pico. En cuanto a la aplicabilidad del modelo en nuestro medios, se puede decir que:

- En general los tiempos al pico son pequeños en magnitud, como es de esperarse en cuencas montañosas, por ser de tiempos de concentración cortos.
- Es de fácil aplicabilidad por depender de parámetros geomorfológicos que se pueden determinar fácilmente.
- Tiene la ventaja de reproducir las condiciones de escorrentía por medio de un hidrograma que reproduce bastante bien las características de variación temporal en cuencas pequeñas, pero es importante anotar que algunos de sus parámetros fundamentales como son: el caudal pico, el tiempo al pico, el tiempo de concentración, la forma de recesión y el tiempo base, están influenciados por las condiciones geológicas e hidrológicas de la región en la cual fue deducido el método. Por lo tanto los resultados obtenidos al aplicar este método a cuencas urbanas, de régimen tropical y grandes pendientes pueden ser insospechados.

6.2.2 Método de Snyder

Este método fue desarrollado en los Estados Unidos en cuencas localizadas en la región montañosa de los Apalaches y con áreas de drenaje entre 10 y 10000 millas cuadradas. Fue utilizado en el “Estudio Hidrológico del Valle de Aburrá” calibrando algunos de sus coeficientes básico (C_p y C_t), con base en crecientes registradas en el río Pantanillo y la Quebrada Las Palmas. Sin embargo, las ecuaciones fundamentales en las que se basa el método son el resultado de generalizaciones hidrológicas en otras latitudes.

Una componente muy importante para la determinación del caudal pico, es la determinación de la retención superficial del suelo, la cual afecta el cálculo del volumen de escorrentía directa, resultante de la tormenta, y por lo tanto afecta el valor del caudal pico resultante.

A pesar de haberse realizado un análisis de sensibilidad con diferentes valores de C_p y C_t , calibrados por diferentes entidades regionales o extranjeras, se encontró que los estimativos del caudal pico son sensibles a la variación de éstos parámetros.

6.2.3 Método Racional

En este método los efectos de la lluvia y del tamaño de la cuenca son considerados en la expresión explícitamente y otros procesos son considerados implícitamente en el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía. El almacenamiento temporal y las variaciones espacio-temporales de la lluvia no son tenidos en cuenta, concluyéndose debido a esto que el método debe dar buenos resultados solo en cuencas pequeñas no mayores de 50 Km^2 . La intensidad obtenida de las curvas I-F-D para una lluvia con una duración igual al tiempo de concentración T_c .

Mc Pherson señaló las limitaciones más importantes que tiene esta metodología:

- El método proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente.
- El método racional asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros

factores tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad del suelo, etc.

- El método asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos lo que no es cierto. La precipitación es filtrada por la cuenca para producir escorrentía y ese filtro no es lineal. La transformación de precipitación en escorrentía se ve afectada por las características de la cuenca, el estado de la cuenca al momento de la lluvia y otros factores. Por ejemplo, precipitaciones con períodos de retorno pequeños pueden producir caudales con períodos de retorno mayores, debido a las condiciones de humedad de la cuenca en el momento en que ocurra la tormenta.

El coeficiente de escorrentía depende en gran medida de las condiciones de humedad antecedente de la cuenca, que a su vez dependen de las tormentas que hayan ocurrido antes.

6.3 SELECCIÓN DEL CAUDAL PARA DISEÑO HIDRÁULICO

De acuerdo a las observaciones hechas en el numeral anterior, y considerando también que:

- Los mayores caudales obtenidos para cada período de retorno, fueron los que arrojó el método racional.
- Los caudales más pequeños, para cada período de retorno, son los obtenidos con las diferentes calibraciones que se han realizado para el método de Snyder.
- Los caudales fluctúan en un rango entre 4.75 y 34.46 m³/s, para un período de retorno de 100 años y estos son los valores más altos que para cualquier otro período de retorno (como es de esperarse).
- La gran variación en los resultados obtenidos lleva a tener poca confianza en resultados obtenidos.
- Verificando las condiciones topográficas, geológicas y de drenaje de la cuenca se puede tener un estimativo aproximado del caudal pico a obtener con una creciente moderada.
- Valores pico de 10 o 15 m³/s se pueden considerar como normales para una creciente con un período de recurrencia de 10 años (Como se ha confirmado en conversaciones sostenidas con la comunidad) y verificando la sección del canal natural.
- Los valores obtenidos con la metodología propuesta por Snyder son irrisorios para las condiciones del canal.
- La metodología de Williams y Hann es la que representa más eventos reales que cualquiera otra metodología acá empleada y el efecto de la convolución nos hace pensar en una mayor aproximación a la realidad.
- Aunque el método racional es demasiado sencillo, con una acertada selección del coeficiente de escorrentía (C) se puede llegar a obtener resultados confiables (Para pequeñas cuencas).

Considerando todas estas anotaciones se seleccionará como caudal pico de diseño un valor de 30 m³/s, este valor se aproxima al valor obtenido con el método racional y también al método de Williams y Hann, estando en el intermedio de los dos.

BIBLIOGRAFÍA

AEI, Ingenieros Consultores. Estudio Hidrológico del Valle de Aburrá. Marzo de 1970. Medellín, Colombia.

CHOW, Ven Te. MAIDMENT, David R. MAYS, Larry W. Hidrología Aplicada. Traducción SALDARRIAGA, Juan G. SANTOS, Germán R. McGraw Hill Interamericana. Santafé de Bogotá. 1994.

DÁVILA PINEDA, Edgar Ignacio. GARCÍA RAMÍREZ, Gloria Lucía. Estudio Hidrológico de la Quebrada La Doctora. Facultad Nacional de Minas. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 1992.

EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN. Anuario Hidrometeorológico. División Medio Ambiente. Departamento de Hidrometría e Instrumentación. 1991.

EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN. Cálculo de caudales Máximos para las Quebradas del Valle de Aburrá. Aplicación a las Quebradas La Velásquez y La María. Documento 1-507. Medellín, Julio 1985.

EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN. Normas de Diseño: Acueducto, Alcantarillado, Vertimientos Industriales.

FRANCO JARAMILLO, Manuel Jaime. LISKER CASTAÑO, Carlos Enrique. Estudio Hidrológico y Diseño de un Canal para la Quebrada El Chumbimbo. Facultad Nacional de Minas. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 1994.

INSTITUTO MI RÍO, MUNICIPIO DE MEDELLÍN, Levantamiento Integrado de Cuencas Hidrográficas del Municipio de Medellín.

RAMÍREZ G, Leiston R. Estudio Hidrológico y Diseño Hidráulico de la Quebrada La Doctora para el tramo que cruza La Finca Villa Real, futura Urbanización Fidelena. Medellín, 1997.

SMITH Q, Ricardo. VÉLEZ O, María Victoria. Hidrología de Antioquia. Departamento de Antioquia, Secretaría de Obras Públicas. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Facultad de Minas – Universidad Nacional. Medellín, 1997.

TECNISUELOS S.A. Estudio Geológico – Geotécnico para el Parque Lineal de la Quebrada Chorro Hondo, entre carreras 23 y 26A en el Municipio de Medellín. Mayo de 2001. Medellín, Colombia.