



**EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA DISCRETIZACIÓN ESPACIAL EN EL
DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE URBANO, MEDIANTE SIMULACIÓN
HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA. CASO DE ESTUDIO: CUENCA DEL
BARRIO 12**

LIZA DIANA CHAMORRO VILLALBA

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción,
como requisito para la obtención del título de Magister en Ciencias de la Ingeniería
de Recursos Hídricos

Universidad Nacional de Asunción
Facultad de Ingeniería
Programa de Postgrado en Ingeniería de Recursos Hídricos
San Lorenzo, Paraguay
Mayo, 2018



**EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA DISCRETIZACIÓN ESPACIAL EN EL
DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE URBANO, MEDIANTE SIMULACIÓN
HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA. CASO DE ESTUDIO: CUENCA DEL
BARRIO 12**

LIZA DIANA CHAMORRO VILLALBA

Orientador: Dr. Ing. Juan Martín Bravo

Co-Orientador: Dr. André Luis López da Silveira

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, como requisito para la obtención del título de Magister en Ciencias de la Ingeniería de Recursos Hídricos

Universidad Nacional de Asunción

Facultad de Ingeniería

Programa de Postgrado en Ingeniería de Recursos Hídricos

San Lorenzo, Paraguay

2018



Universidad Nacional de Asunción
Facultad de Ingeniería
Programa de Postgrado en Ingeniería de Recursos Hídricos

**EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA DISCRETIZACIÓN ESPACIAL EN EL
DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE URBANO, MEDIANTE SIMULACIÓN
HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA. CASO DE ESTUDIO: CUENCA DEL
BARRIO 12**

Esta tesis fue aprobada por la Mesa Examinadora como requisito para optar por el grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería de Recursos Hídricos con énfasis en Hidrología, otorgado por la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción

Autora: Liza Diana Chamorro Villalba

Miembros del Comité Asesor:

Orientador: Prof. Dr. Juan Martín Bravo.

Co-Orientador: Prof. Dr. André Luis López da Silveira

Miembros de Mesa Examinadora:

Prof. Dr. Olavo Correa Pedrollo

Prof. MSc. Roberto Takahashi

Prof. MSc. Christian Escobar

Prof. Dr. Andrés Wehrle

San Lorenzo, 19 de mayo de 2018



El Programa de Postgrado en Ingeniería de Recursos Hídricos con énfasis en Hidrología; Planificación y Gestión de Recursos Hídricos y Mecánica de Fluidos e Hidráulica (14-POS-023), es financiado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología – CONACYT, a través del Programa Paraguayo para el Desarrollo de la Ciencia y Tecnología – PROCENCIA, con recursos del Fondo para la Excelencia de la Educación e Investigación – FEEL.

Institución ejecutora del programa: Facultad de Ingeniería/UNA.

DEDICATORIA

A Ángel Fabián y Ángel Agustín.

A mi abuelo Benito.

A mis suegros Angélica y Efigenio.

En memoria de mi abuela Berta

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de maestría fue posible gracias al apoyo y acompañamiento de todas estas personas a quienes estoy infinitamente agradecida.

A mí amado hijo Agustín. Gracias por aguantar mi ausencia con paciencia y madurez.

Tu fortaleza es mi inspiración, estoy orgullosa de tener un hijo tan maravilloso.

A mi esposo Ángel, gracias por apoyarme, acompañarme y motivarme en este proceso.

Al Doctor Juan Martín Bravo. Gracias por su paciencia infinita, disponibilidad y eficiente orientación en este proceso.

Al Doctor André Lópes da Silveira, por iluminarme con su interminable experiencia.

A los profesores del Instituto de Pesquisas Hidráulicas de la Universidad Federal del Rio Grande do Sul.

A los Doctores Margarita Pereira y Andrés Wherle, por hacer posible el desarrollo de esta Maestría.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción y al Programa de Pos Grado en Ingeniería de Recursos Hídricos.

Al Programa Paraguayo para el Desarrollo de la Ciencia y Tecnología – PROCIENCIA, dentro del Programa de Incentivo a la Formación de Docentes Investigadores del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por la beca de Maestría.

A mis compañeros del Posgrado.

A Dios. Al que cree, todo es posible.

**EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA DISCRETIZACIÓN ESPACIAL EN EL
DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE URBANO, MEDIANTE SIMULACIÓN
HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA. CASO DE ESTUDIO: CUENCA DEL
BARRIO 12**

Autora: Liza Diana Chamorro Villalba.
Orientador: Prof. Dr. Juan Martín Bravo

RESUMEN

La ciudad de Pilar, que representa el caso de estudio, plantea la particularidad de que la variación del perfil del terreno es escasa, dado que la ciudad se encuentra asentada en una zona donde confluyen el Río Paraguay y el Arroyo Ñeembucú. Así mismo, está rodeada a su vez de extensos humedales. Situación que hace propicia las inundaciones urbanas dentro de la ciudad.

La elección de los criterios de proyecto para redes de drenaje son parte fundamental del diseño y dimensionamiento de estructuras que permitan el traslado de las aguas pluviales dentro de la ciudad, de manera a que esto no afecte al desarrollo de las actividades dentro de la misma. Diferentes trabajos han demostrado que el criterio de discretización espacial afecta considerablemente los resultados en los hidrogramas de proyecto y el tiempo pico en el que ocurre este caudal máximo, aplicando la metodología de estudio a una cuenca urbana de Maputo, Mozambique. (e.g. Mahungwana, 2014). Los resultados de estos trabajos son dependientes, entre otras variables de las características de la cuenca, como la pendiente del terreno y el uso de suelo. En este sentido, resulta interesante aplicar el análisis a la zona de estudio, ya que ésta, cuenta con otras características de terreno, en donde lo más resaltante es la poca variación de la pendiente. Considerando esta particularidad, se plantea este trabajo de investigación, para obtener una respuesta al análisis del comportamiento del efecto de la discretización espacial en cuencas urbanas de llanura, sobre la estimativa del hidrograma de proyecto y, por ende, para el dimensionamiento de redes de drenaje y otras obras hidráulicas.

Los resultados obtenidos en este trabajo muestran la influencia del criterio de discretización espacial en el diseño de obras de drenaje urbano. De esta manera, se mostró que el caudal pico tiende a aumentar, conforme aumenta el número de discretizaciones asumidas, tanto en el punto de descarga, como dentro de la red de drenaje, para el estudio de caso, la alteración porcentual del caudal de pico en el punto

de descarga de la cuenca, aumenta en 55%. Este mismo comportamiento se observó en cuanto al tiempo pico, el cual se reduce conforme aumenta el número de sub cuencas analizadas, hasta un valor del 18%. Con respecto al volumen parcial del hidrograma de proyecto, este tiende a aumentar, llegando a un máximo 19.798 m². Para la variable de volumen máximo de almacenamiento, el valor de esta variable también tiende a aumentar hasta un máximo de 94.670m³ de volumen almacenado. Y por último, el tiempo de funcionamiento de la bomba, se observó el aumento del tiempo de funcionamiento entre los primeros escenarios analizados, para mantenerse en un tiempo constante de trabajo de 60 minutos, conforme la cuenca se divide en mayor número de sub cuencas.

Palabras clave: - Discretización-Redes de drenaje- Hidrograma

AVALIAÇÃO DO EFEITO DA DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL NO DESENHO DE REDES DE DRENAGEM URBANA, MEDIANTE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA-HIDRAÚLICA. CASO DE ESTÚDO: CUENCA DEL BARRIO 12

Autora: Liza Diana Chamorro Villalba
Orientador: Prof. Dr. Juan Martín Bravo

RESUMO

A cidade de Pilar, que representa o estudo de caso apresenta a particularidade de que a variação do perfil do terreno é baixa, já que a cidade está assentada em uma área na confluência do rio Paraguai e o Arroio Neembucú. Da mesma forma, é cercado por extensos banhados. Situação que causa inundações urbanas dentro da cidade.

A escolha dos critérios de projeto para redes de drenagem são uma parte essencial da concepção e dimensionamento de estruturas que permitem a transito de águas pluviais dentro da cidade, de modo que isso não afete o desenvolvimento das atividades dentro dele. Diferentes estudos têm demonstrado que o critério de discretização espacial afeta significativamente os resultados em hidrogramas de projeto e tempo de pico, quando este fluxo máximo ocorre, aplicando a metodologia do estudo para uma bacia urbana de Maputo, Moçambique (Mahunguana, 2014). Os resultados deste trabalho são dependentes, entre outras variáveis das características da bacia, como a inclinação do terreno e o uso da terra. A este respeito, é interessante aplicar a análise para a área de estudo, já que tem outras características do terreno, onde o mais notável é a pouca variação da declividade. Considerando essa peculiaridade, esta pesquisa surge para obter uma resposta à análise comportamental do efeito da discretização espacial em bacias urbanas de planície, na estimativa do hidrograma de projeto, e, para o dimensionamento de redes de drenagem e outras obras hidráulicas.

Os resultados obtidos neste trabalho mostram a influência do critério de discretização espacial no dimensionamento de obras de drenagem urbana. Assim, foi mostrado que a taxa de pico vazao tende a aumentar, enquanto aumenta o número de discretizações assumidos, tanto no exutório, e no interior da rede de drenagem para o caso de estudo, a alteração da percentagem de pico de vazao no ponto de descarga da bacia, sofre um aumento de 55%. Este mesmo comportamento foi observado no tempo de pico, o qual é reduzido na medida que aumenta o número de sub bacias analisadas, até um valor de 18%. Com relação ao volume parcial do hidrograma do projeto, ele tende a aumentar, atingindo um máximo de 19.798 m². Para a variável do volume de armazenamento máximo, esta variável também tende a aumentar, embora o aumento é menor, considerando as outras variáveis analisadas, o mesmo aumenta à medida que aumenta o número de cenários, até um máximo de 94.670m³ de volume de armazenamento. E, por último, o tempo de funcionamento da bomba sofre um aumento entre os primeiros cenários estudados, para manter-se em um tempo de trabalho constante de 60 minutos, conforme a bacia é dividida em un número maior de sub-bacias.

Palavras - chave: - Discretização - Redes de drenagem - Hidrograma

EVALUATION OF THE EFFECT OF SPACE DISCRETIZATION IN THE DESIGN OF URBAN DRAINAGE WORKS, BY HYDROLOGICAL-HYDRAULIC SIMULATION. CASE STUDY: CUENCA DEL BARRIO 12

Author: Liza Diana Chamorro Villalba
Advisor: Prof. Dr. Juan Martín Bravo

SUMMARY

The city of Pilar, which represents the study case, raises the peculiarity that the variation of the profile of the land is scarce, given to the fact that the city is located in an area where the Paraguay River and the Ñeembucú stream converge. Likewise, it is surrounded in turn by extensive wetlands. Situation that causes urban flooding within the city.

The selection of project criteria for drainage networks are a fundamental part of the design and sizing of structures that allow the transfer of rainwater within the city, so it does not affect the development of activities within it. Different works have shown that the criterion of spatial discretization considerably affects the results in the project hydrographs and the peak time in which this maximum flow occurs, applying the study methodology to an urban basin in Maputo, Mozambique. (e.g. Mahunguana, 2014). The results of these works are dependent, among other variables of the characteristics of the basin, such as the slope of the ground and the use of soil. In this sense, it is interesting to apply the analysis to the study area, since it has other terrain features, where the most striking is the little variation of the slope. Considering this particularity, this research work is proposed, to obtain a response to the analysis of the behavior of the spatial discretization effect in urban basins of the plain, on the estimate of the project hydrograph and, therefore, for the sizing of drainage networks and other hydraulic works.

The results obtained in this work show the influence of the criterion of spatial discretization in the design of urban drainage works. In this way, it was shown that the peak flow tends to increase, as the number of assumed discretizations increases, both at the point of discharge, and within the drainage network, for the study case, the percentage alteration of the peak flow at the point of discharge of the basin, suffers an increase of 55%. This same behavior was observed in terms of peak time, which decreases as the number of sub-basins analyzed increases, to a value of 18%. Regarding to the partial volume of the project hydrograph, it tends to increase, reaching a maximum of 19.798 m². For the variable of maximum storage volume, this variable also tends to increase, although the increase is lighter, considering the other variables analyzed, it increases as the number of scenarios increases up to a maximum of 94,670m³ of stored volume. And finally, the operating time of the pump suffers an increase between the first scenarios studied, to maintain a constant working time of 60 minutes, as the basin is divided into a greater number of sub basins.

Keywords: - Discretization-Drainage networks- Hydrogram

TABLA DE CONTENIDO	
TABLA DE CONTENIDO	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABLAS	xi
LISTA DE ANEXOS	xiii
LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS	xiv
LISTA DE UNIDADES DE MEDIDAS	xvi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. Delimitación	3
3. JUSTIFICATIVA	4
4. SISTEMA DE DRENAJE URBANO	6
4.1. Hidrología Urbana	6
4.1.1. Elementos de sistema de drenaje urbano	6
4.1.2. Modelación de cuencas urbanas	8
4.1.3. Informaciones para caracterización física de la cuenca	8
4.2. Hidrograma de proyecto	9
4.2.1. Periodo de retorno	9
4.2.2. Discretización espacial	10
4.2.3. Precipitación de proyecto	10
4.2.4. Estimación de la precipitación efectiva	12
4.2.5. Transformación de la precipitación efectiva en caudal	14
4.2.6. Caudal Máximo por el Método Racional	16
4.3. Modelación hidráulica	17
4.4. Dimensionamiento de obras hidráulicas	18
4.5. Modelos numéricos de simulación	20
4.5.1. Modelo IPHS1	20
4.5.2. Modelo SWMM (Storm Water Management Model)	21
5. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	27
5.1. Red hidrográfica de incidencia en la región y diques de protección	27
5.2. Climatología de la Zona de Estudio	31

5.3. Cuenca de Estudio	32
6. METODOLOGÍA	38
6.1. Hietograma de Diseño	41
6.2. Delimitación y discretizacion de la cuenca	41
6.3. Determinación de parámetros hidrológicos de la cuenca y sub cuenclas	44
6.4. Hidrograma de diseño	49
6.5. Variables analizadas	57
7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
7.1. Efecto de la Discretización espacial en el caudal pico del hidrograma de proyecto	61
7.2. Efecto de la Discretización espacial en el tiempo pico del hidrograma de proyecto	65
7.3. Efecto de la Discretización espacial en el volumen del hidrograma de proyecto	67
7.4. Efecto de la Discretización espacial en el volumen máximo del reservorio	69
7.5. Efecto de la discretización espacial en el tiempo de funcionamiento de la bomba	70
7.6. Comparación entre caudales de proyecto obtenidos por el método racional y el SCS CN para la cuenca concentrada	71
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
8.1. Limitaciones del Trabajo	74
8.2. Recomendaciones	75
9. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	76
10. ANEXOS	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Componentes de sistemas de drenaje	8
Figura 2. Hietograma de diseño de 10 años y 2 horas de duración desarrollado para Denver utilizando el método de bloques Alternos.	11
Figura 3. Hidrograma unitario	15
Figura 4. Relación de caudal profundidad. Curva característica de la bomba	23
Figura 5. Ilustración esquemática de diferentes formas de hidrogramas de crecida.	26
Figura 6. Ubicación Geográfica de Departamento de Ñeembucú y la Ciudad de Pilar	27
Figura 7. Imagen satelital época de bajante.	28
Figura 8. Imagen satelital época de crecida	29
Figura 9. Dique de Contención construidos en el perímetro de la Ciudad	30
Figura 10. Diques de contención previstos para la construcción futura de la Ciudad	30
Figura 11. Desarrollo de la cuenca de análisis, red de drenaje actual y reservorio de espera.	33
Figura 12. Desarrollo de la red de drenaje actual	34
Figura 13. Desarrollo de la red de drenaje actual	35
Figura 14. Puntos de acumulación de precipitación dentro de la Ciudad	36
Figura 15. Metodología desarrollada en el estudio	39
Figura 16. Variables analizadas para los diferentes escenarios	41
Figura 17. Desarrollo de la cuenca urbana del Barrio 12 de octubre	42
Figura 18. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 29 sub cuencas	43
Figura 19. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 17 sub cuencas	43
Figura 20. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 11 sub cuencas	43
Figura 21. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 7 sub cuencas	43
Figura 22. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre	44

con 3 sub cuencas	
Figura 23. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 29 Cuenca Concentrada	44
Figura 24. Parámetros CN para cada uso de suelo en la cuenca	45
Figura 25. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización de 29 sub cuencas	53
Figura 26. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización de 17 sub cuencas	53
Figura 27. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización de 11 sub cuencas	54
Figura 28. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización de 7 sub cuencas	54
Figura 29. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización de 3 sub cuencas	55
Figura 30. Variables analizadas para los diferentes escenarios	58
Figura 31. Volumen parcial del hidrograma de proyecto en el punto de descarga de la cuenca considerando un caudal de corte de 38,28 m ³ /seg.	59
Figura 32. Alteración del caudal pico con diferentes escenarios de discretizaciones.	62
Figura 33. Alteración de caudal con respecto a la discretización de sub cuencas en los tramos C-54 y C-69	64
Figura 34. Alteración porcentual del tiempo pico con diferentes números de sub cuencas en el punto de descarga de la cuenca	65
Figura 35. Alteración porcentual del tiempo pico con diferentes números de sub cuencas en los pozos Pv_62 y Pv_51	66
Figura 36. Alteración porcentual del volumen parcial con diferentes números de sub cuencas	68
Figura 38. Alteración porcentual del volumen del reservorio	69
Figura 39. Alteración porcentual del tiempo de trabajo de la bomba para diferentes números de sub cuencas.	70

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Terminología de elementos básicos del sistema pluvial	7
Tabla 2. Periodo de retorno para diferentes ocupaciones de área	10
Tabla 3. Tipos de suelo según clasificación SCS	13
Tabla 4. Valores de los parámetros de CN para diferentes tipos de ocupación urbana	13
Tabla 5. Tiempos de concentración para diferentes métodos	14
Tabla 6. Valores de C adoptado por la Prefectura de San Paulo.	17
Tabla 7. Valores de coeficiente de Manning.	20
Tabla 8. Picos de crecidas por año de ocurrencia	28
Tabla 9. Precipitaciones mensuales de la estación meteorológica de la Ciudad de Pilar	31
Tabla 10. Cálculo del valor de CN ponderado correspondiente a la cuenca concentrada	46
Tabla 11. Fórmulas de tiempo de concentración utilizadas para el diseño del modelo	46
Tabla 12. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre cuenca concentrada	47
Tabla 13. Parámetros Para discretización de la Cuenca de 12 de Octubre en 3 subcuencas	47
Tabla 14. Parámetros Para discretizacion de la Cuenca de 12 de Octubre en 7 subcuencas	47
Tabla 15. Parámetros Para discretizacion de la Cuenca de 12 de Octubre en 11 subcuencas	48
Tabla 16. Parámetros Para discretización de la Cuenca de 12 de Octubre en 17 subcuencas	48
Tabla 17. Parámetros Para discretización de la Cuenca de 12 de Octubre en 29 subcuencas	49
Tabla 18. Cota de fondo de los nudos y fracción de ingreso de los hidrogramas para el modelo SWMM	51
Tabla 19. Longitudes de los tramos y los valores de Coeficiente de Manning asumidos.	52

Tabla 20. Relación cota-área Inundada en el reservorio	56
Tabla 21. Curva característica de la Bomba para el caso de estudio	57
Tabla 22. Diferencia entre el método racional y el método SCS-CN	72

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Caudales picos para el escenario con red de drenaje punto de descarga de la cuenca.	81
Anexo 2. Caudales picos para el escenario con red de drenaje para el tramo C-54.	81
Anexo 3. Caudales picos para el escenario con red de drenaje para el tramo C-69.	81
Anexo 4. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto de descarga de la cuenca.	82
Anexo 5. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto el tramo C-54.	82
Anexo 6. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto el tramo C-69.	82
Anexo 7. Volumen parcial del hidrograma de proyecto.	83
Anexo 8. Volumen máximo de almacenamiento y tiempo de funcionamiento de la bomba	83

LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS

€: Factor de conductancia adimensional de Espey.

Δ int: Intervalo de tiempo en el que ocurre la diferencia de caudales para cálculo del volumen parcial

A: Área de la cuenca en (km²)

a: Parámetro adimensional de la curva IDF de la ciudad de Pilar

A_{imp}: Área Impermeable (km²)

b: Parámetro adimensional de la curva IDF de la Ciudad de Pilar

C: Coeficiente de escurrimiento para el Método Racional

CN: Parámetro de la Curva número

d: Duración de la lluvia (min)

dQ: Alteración porcentual del caudal pico para el escenario planteado.

d_{pico}: Diferencia de Tiempo de ocurrencia del caudal máximo en minutos

EPA: United State Environmental Protection Agency

g: Gravedad

h: Hora

i: Intensidad de la precipitación

I: Pendiente motriz

I0: Pendiente del colector

IDF: Relaciones de intensidad, duración y frecuencia.

int: el intervalo de tiempo de modelación (min)

km: Kilómetro

km²: Kilómetros cuadrados

L: Longitud del canal principal.

l: Longitud del tramo

m: Metros

m³/seg: Metros cubicos por segundo

min: Minuto

mm/h: Milímetro por hora

mm: Milímetro

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

Q_{conc}: Caudal máximo obtenido en la cuenca concentrada en m³/seg.

$Q_{\max(\text{sub}x)}$: Caudal máximo correspondiente a los diferentes niveles de discretizaciones analizados en m³/seg.

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente en (m/m); (m/km); (%)

SCS: Soil Conservation Service

seg: Segundo

S_i : Pendiente media (m/m); (m/km); (%)

SWMM: Storm Water Management Model

t_b : tiempo base (min)

t_c : Tiempo de concentración (min)

T_p : Tiempo de subida del hidrograma (min)

t_p : Tiempo pico del hidrograma de proyecto (min)

$t_{\text{pico}(\text{sub}x)}$: Tiempo pico correspondiente a los diferentes niveles de discretizaciones analizados en minutos.

t_{picoconc} : Tiempo pico del caudal máximo en la cuenca concentrada en minutos.

TR: Tiempo de Retorno (min)

v: Velocidad media (m/seg)

V_{par} : Volumen parcial (m³)

LISTA DE UNIDADES DE MEDIDAS

Unidad de caudal: Metros cúbicos por Segundo (m³/seg).

Unidad de Volumen: Metros cúbicos (m³).

Unidad de tiempo: Minutos (min), segundos (seg).

Unidad de área: Kilómetros cuadrados (km²).

Unidad de intensidad de la precipitación: Milímetros por hora (mm/h).

Unidad de precipitación: Milímetros (mm).

Unidad de velocidad: Metros por segundo (m/seg).

Unidad de longitud: Metros (m)

1. INTRODUCCIÓN

La urbanización es creciente en el mundo y particularmente en Sudamérica. Esta tendencia, genera continuas presiones para la ocupación del espacio urbano. La rápida expansión de los sectores más carenciados torna difícil el control de todos los aspectos asociados al crecimiento. El problema de las inundaciones urbanas muchas veces es olvidado con el pasar del tiempo, más aún durante períodos de sequía (Bertoni, 2004).

La ciudad de Pilar, que representa el caso de estudio, plantea la particularidad de que la variación del perfil del terreno es escasa, dado que la ciudad se encuentra asentada en una zona donde confluyen el Río Paraguay y el Arroyo Ñeembucú. Así mismo, está rodeada a su vez de extensos humedales. Situación que hace propicia las inundaciones urbanas dentro de la ciudad, fenómeno que se presenta con mucha frecuencia durante eventos de lluvias, que no necesariamente son de gran magnitud, las mismas generan inundaciones con considerables láminas de agua acumulada dentro de la ciudad. Sin embargo, a diferencia de otras ciudades, en donde estas inundaciones se presentan con un escurrimiento superficial con alta velocidad, en la Ciudad de Pilar, solamente ocurre la acumulación de la precipitación en algunos puntos de menor elevación y el escurrimiento se presenta con baja velocidad.

Muchos autores han observado el efecto de la discretización espacial en la estimativa del hidrograma de proyecto, así como el tiempo en el que el máximo caudal, y cómo este comportamiento afecta al dimensionamiento de obras hidráulicas.

Esta metodología fue aplicada en diferentes cuencas con diversos resultados, pero siempre manteniendo la tendencia de que mayores caudales máximos son obtenidos conforme aumenta la discretización espacial de las sub cuencas.

El objetivo de este trabajo se basa en la utilización de esta metodología, aplicando los modelos computacionales IPHS1 y EPA SWMM 5.0, para simular escenarios donde una cuenca urbana presenta diferentes discretizaciones espaciales. De esta manera es posible analizar el impacto de este criterio de proyecto en la estimativa de los hidrogramas de diseño y a su vez, verificar como influencia en el dimensionamiento de medidas de control, como un reservorio y su estación de bombeo.

Adicionalmente se pretende hacer una comparativa entre los valores obtenidos mediante la aplicación del Método Racional.

Los métodos utilizados como herramientas de análisis para el estudio planteado se basan principalmente en la modelación numérica de eventos, que a su vez, se subdividen en dos áreas específicas; primeramente la modelación del fenómeno de escorrentía superficial, mediante la transformación lluvia-caudal por el método SCS-CN, y los criterios hidrológicos que intervienen en este proceso, donde están implicados la elección del periodo de retorno y la influencia de la clasificación del tipo de suelo.

En segundo lugar, con la utilización del componente hidráulico, donde es hecha la propagación de los hidrogramas de escorrentía superficial a lo largo de las redes de conductos

Pregunta de Investigación.

- ¿Cuál es el efecto de la discretización espacial de la cuenca, en regiones de llanura, en la estimativa del hidrograma de proyecto y en el diseño de obras de drenaje urbano?

2. OBJETIVOS

General

- Analizar el efecto de la discretización espacial en la estimativa de hidrogramas de diseño, mediante simulación hidrológico-hidráulico para el estudio de caso de la cuenca del Barrio 12 de Octubre de la Ciudad de Pilar.

Específicos

- Determinar los hidrogramas de diseño para los diferentes escenarios de discretización espacial de la sub cuenca.

- Analizar las diferencias encontradas en el caudal pico, tiempo de pico y volumen parcial de los hidrogramas para diferentes discretizaciones espaciales.

- Analizar como la discretización espacial de la cuenca influencia el dimensionamiento de obras hidráulicas.

2.1. Delimitación

- El trabajo de investigación se limita a la cuenca contenida en el Barrio 12 de octubre de la Ciudad de Pilar. Para dicha decisión se consideró la representatividad que tiene dicha cuenca, por ser la de mayor tamaño, de las tres cuencas contenidas dentro del casco urbano de la Ciudad.

3. JUSTIFICATIVA

El drenaje pluvial es parte de todo el medio ambiente urbano, por lo tanto, el planeamiento y diseño debe ser compatible e integrado a un plan general de urbanización. En nuevas urbanizaciones o en casos de reordenamiento de áreas urbanas ya establecidas, resulta de gran importancia la coordinación de organismos o técnicos encargados del diseño de espacios abiertos preferentemente con zonas verdes. En el concepto moderno de un plan integral de manejo y control de los escurrimientos pluviales, las obras estructurales se complementan con el diseño de áreas destinadas a parques e igualmente con trazados de calles y avenidas que tiendan a minimizar e interceptar las aguas que escurren desde zonas altas a zonas más bajas. En el marco de este concepto, un sistema de desagües pluviales no debe transferir el problema de una localidad a otra de la ciudad.

Las aguas pluviales se deben tratar de infiltrar y almacenar, en lo posible, en reservorios de detención o lagunas de laminación estratégicamente localizadas en áreas de atenuación. Tales reservorios, reducen los escurrimientos hacia áreas más bajas disminuyendo los costos de la red de desagües y generando zonas verdes que mejoran la calidad de vida de los habitantes. En cascos urbanos antiguos, más si tienen carácter histórico, esto resulta difícil, pero el concepto se debe tener presente y aplicarlo en lo posible, (Fattorelli y Fernandez 2007).

El caso de estudio, la ciudad de Pilar, es un caso que presenta la característica de estar desarrollada dentro de un área de llanura. Muchos años, esta ciudad ha sufrido de crecidas ribereñas, ocasionadas por el desborde del Río Paraguay y el Arroyo Ñeembucú. Para mitigar esto, han sido construidas medidas estructurales de contención para evitar las inundaciones, pero en este proyecto, no se ha contemplado la red de drenaje que serviría de desagote a las aguas pluviales que se generen por las lluvias dentro la ciudad, quedando un área vulnerable a las inundaciones por precipitación. Cabe destacar que, en épocas de crecidas extremas, la ciudad se llega a encontrar por debajo del nivel de las aguas del río, lo que hace que las aguas generadas por las lluvias dentro de la cuenca, queden acumuladas en diferentes puntos de la ciudad, ya que no se cuenta con una red de drenaje para la recolección de las aguas y los excesos generados durante estos eventos.

La elección de los criterios de proyecto para redes de drenaje son parte fundamental del diseño y dimensionamiento de estructuras que permitan el traslado de las aguas pluviales dentro de la ciudad, de manera a que esto no afecte al desarrollo de las actividades dentro de la misma. Diferentes trabajos han demostrado que el criterio de discretización espacial afecta considerablemente los resultados en los hidrogramas de proyecto y el tiempo pico en el que ocurre este caudal máximo, aplicando la metodología de estudio a una cuenca urbana de Maputo, Mozambique. (e.g. Mahungwana, 2014). Los resultados de estos trabajos son dependientes, entre otras variables de las características de la cuenca, como la pendiente del terreno y el uso de suelo. En este sentido, resulta interesante aplicar el análisis a la zona de estudio, ya que ésta, cuenta con otras características de terreno, en donde lo más resaltante es la poca variación de la pendiente. Considerando esta particularidad, se plantea este trabajo de investigación, para obtener una respuesta al análisis del comportamiento del efecto de la discretización espacial en cuencas urbanas de llanura, sobre la estimativa del hidrograma de proyecto y, por ende, para el dimensionamiento de redes de drenaje y otras obras hidráulicas.

4. SISTEMAS DE DRENAJE URBANO.

4.1. Hidrología Urbana

Durante mucho tiempo el objetivo principal del drenaje urbano fue remover las aguas pluviales en exceso de manera más eficiente para evitar daños. Las mejores soluciones son alcanzadas a partir de una comprensión más integrada del ambiente urbano y de las relaciones entre los sistemas que la componen. Depende también de la participación activa de los actores, ya que debe comprender aspectos legales, institucionales, tecnológicos y sociológicos, de manera que el término de drenaje urbano, se volvió un problema gerencial con componentes políticos y sociológicos. La hidrología urbana puede ser definida como el estudio de los procesos hidrológicos en ambientes afectados por la urbanización. Cuando el interés mayor es el drenaje urbano el ámbito de estudio puede ser bastante simplificado y generalmente se limita al estudio de las crecidas. (Tucci 2007).

4.1.1. Elementos de sistema de drenaje urbano

El drenaje urbano se inicia en las edificaciones con los colectores de lluvia ligados a la red pública, el drenaje superficial de la ciudad, recibe la parcela superficial de las calles, veredas, patios y otras áreas impermeables o permeables que generan escurrimiento superficial. El drenaje urbano es dimensionada en dos niveles principales: macro drenaje y micro drenaje (esencialmente definido por el trazado de las calles).

Elementos	Concepto
Galerías pluviales (1)	Canalizaciones públicas destinadas a conducir las aguas pluviales provenientes de los sumideros y de las conexiones privadas.
Registros pluviales (2)	Dispositivos localizados en puntos convenientes de sistema de galerías del sistema de galerías para permitir lo siguiente: cambio de dirección, cambio de pendiente, cambio de diámetro e inspección y limpieza de canalizaciones.
Tramos	Porciones de galerías situadas entre dos registros.
Sumideros (4)	Dispositivos localizados en puntos convenientes en las calles, para captación de agua pluviales.
Tubos de conexión (5)	Son canalizaciones destinadas a conducir las aguas pluviales captadas en los sumideros, para las galerías o para los pozos de visita.
Cordón (7)	Elemento de piedra o concreto, colocados entre el paseo y la vía pública, paralelamente al eje de la ruta y con la cara superior en el mismo nivel del paseo.
Cuneta	Fajas de vía pública, paralela y vecinas al cordón. El canal formado es el receptor de las aguas pluviales que inciden sobre la vía pública y para que ellas escurran.
Badenes	Canales localizados en los cruces de las vías públicas, formada por su propia pavimentación y destinadas a orientar el flujo de aguas que escurren por las cunetas.
Conductos forzados (9)	Obras destinadas a la conducción de aguas superficiales colectadas de manera segura y eficiente, sin llenar completamente la sección transversal de los conductos.
Estaciones de bombeo (10)	Conjunto de obras y equipamientos destinados a retirar agua de un canal de drenaje, cuando no hubiera más condición de escurrimiento por gravedad para otro canal, en nivel más elevado que el receptor final del drenaje de estudio.
Alcantarilla(11)	Estructuras destinadas a transportar el agua de un punto a otros
Canales (12)	Los tramos en los que ocurren la propagación deben quedar identificados por las galerías pluviales, siempre que sea posible debe ser diseñada sobre los paseos
Reservorios	El almacenamiento natural del escurrimiento superficial existe en varias formas, como: almacenamiento en pequeñas depresiones, almacenamiento en la vegetación, infiltración y almacenamiento en el sub suelo, almacenamientos dinámicos en los cursos de aguas y áreas de inundación. El almacenamiento del escurrimiento superficial en los reservorios tiene el potencial de producir los siguientes beneficios: reducir los problemas de inundaciones localizadas, reducir los costos de los sistemas de galerías de drenaje, debido a la reducción de sus dimensiones, mejorar la calidad del agua, reducir los problemas de erosión en los pequeños tributarios debido a la reducción de los caudales, aumentar el tiempo de respuesta del escurrimiento superficial; mejorar las condiciones de reúso de agua y recarga de los acuíferos, reducir los caudales máximos de inundación aguas abajo (Tucci, 2.007)

Tabla 1. Terminología de elementos básicos del sistema pluvial. (Tucci, 2007)

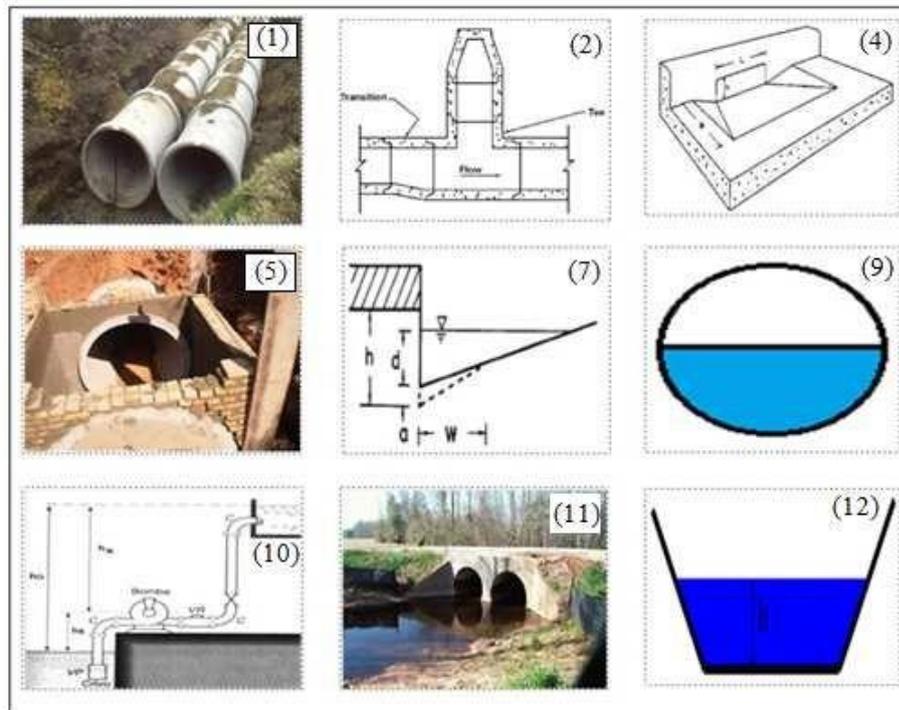


Figura 1. Componentes de sistemas de drenaje. Fuente: Adaptado de Culvert; Martins e Gukovas, 2010; Brown et al. (2001). Citado por (Mahunguana 2.014).

4.1.2 Modelación de cuencas urbanas

Una cuenca urbana puede ser considerada como un caso particular de sistema hidrológico. Un sistema es toda estructura, esquema o procedimiento que en un tiempo de referencia dado interrelaciona una entrada, causa o estímulo y una salida, efecto o respuesta. La entrada y la salida pueden ser de materia, energía o información (Dooge, 1973). Citado por (Pedraza, 2.007)

Los modelos de hidrología urbana se diferencian de manera que asumen la representación de las superficies urbanas y sus relaciones, la transformación lluvia total en efectiva y el escurrimiento sobre la superficie, para producir el hidrograma de salida (Fernández, Rivera, 2001). Para la modelación hidrológica de cuencas urbanas se precisa información tanto de terreno, como de la climatología del área de estudio.

4.1.3 Informaciones para caracterización física de la cuenca

Las informaciones comúnmente utilizadas para caracterización física de la cuenca son presentadas a continuación:

1. Área de la cuenca. Es la característica más importante de la cuenca y un dato fundamental para definir la potencialidad hídrica de una cuenca, como región de

captación del agua de lluvia. Así, el área de la cuenca, multiplicada por la lámina precipitada a lo largo de un intervalo de tiempo, define el volumen de agua recibido a lo largo de ese intervalo de tiempo (Collischonn, Dornelles, 2.015)

2. Tipo de suelo (Urbanización). Corresponde al tipo de ocupación de las áreas (residencias, comercios, plazas, etc), el grado de urbanización de la cuenca contribuyente, la situación actual y futura, en caso de que exista un plan Director de Drenaje Urbano, así como el recubrimiento del suelo en las áreas no urbanizadas.
3. Modelo numérico del terreno. Actualmente es posible archivar electrónicamente la superficie de una cuenca hidrográfica y a partir de informaciones grabadas, estudiar la fisiografía. La representatividad de un Modelo Numérico del Terreno de una cuenca, está directamente ligada a la resolución espacial, normalmente, cuando mayor es la resolución, más representativo es el modelo numérico del terreno (Tucci, 2.007).
4. Datos relativos al curso de agua receptor. Indicaciones sobre los niveles máximos del curso de agua que irá a recibir el lanzamiento final y el levantamiento topográfico del lugar de descarga (Tucci, 2.007).

4.2 Hidrograma de proyecto

Para estimar el hidrograma de proyecto deben ser adoptados diferentes criterios de diseño y aplicadas metodologías para estimar la precipitación efectiva, en primer lugar, seguidamente, para estimar el hidrograma de proyecto a partir de la precipitación efectiva. En este capítulo son presentados todos estos elementos.

4.2.1 Periodo de retorno.

El periodo de retorno es la inversa de la probabilidad de que un determinado evento sea igualado o superado en cualquier año. Al decidir que una determinada obra será diseñada para un caudal con un determinado periodo de retorno, automáticamente se decide el grado de protección atribuido a esa población, o en otras palabras, es el riesgo aceptable a la que está sujeta la población a la falla de la obra después de ser construida. Es un criterio que por lo general debe ser definida por el ámbito político ya que tiene que ver con el grado de protección deseable por el que están dispuestos a pagar (Tucci, 2007).

Típicamente son utilizados periodos de retorno en función del tipo de

ocupación, basados en el tipo de ocupación del área de estudio y la escala de la red de drenaje urbano, como es mostrado en la Tabla 2.

Tipo de obra	Tipo de ocupación de área	T(años)
Micro drenaje	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas con edificios de servicios al público	
	Aeropuertos	2-5
	Áreas comerciales y arterias de tráfico	5-10
		5-10
Macro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	50-100
	Áreas de importancia específica	50-100-500

Tabla 2. Periodo de retorno para diferentes ocupaciones de área (DAEE/CETESB, 1980). Citado por (Tucci, 2007)

4.2.2 Discretización espacial.

El criterio de subdivisión de la cuenca debe tener en cuenta la uniformidad espacial de la precipitación, homogeneidad de la cobertura vegetal, tipo de suelo del relevamiento, locales de interés para obras hidráulicas que interfieren en el escurrimiento, entre otras variables. La discretización debe considerar principalmente las macro diferencias de las cuencas y depende de la experiencia del hidrólogo. En cada sub cuenca existirá uniformidad de precipitación y de parámetros de modelo y de hidrograma de salida (Tucci, 2005). Como este elemento es el foco de este trabajo, es presentado más adelante un análisis más detallado sobre su elección.

4.2.3 Precipitación de proyecto

La precipitación de proyecto en un evento crítico de precipitación definido a partir de datos de la curva de intensidad, duración y frecuencia (curva IDF) y que incluye tanto el total precipitado en cada intervalo de tiempo, como la duración del evento.

La curva de IDF es obtenida a partir del análisis estadístico de series largas de datos de un pluviógrafo (más de quince años por lo menos). La metodología de desarrollo de la curva IDF se basa en la selección de las mayores lluvias con una duración escogida, a cada año de la serie de datos. Con base a esta serie de tamaño N (número de años) es ajustada una distribución de frecuencia que mejor represente la distribución de los valores de los datos observados para cada duración. En la secuencia es ajustada una ecuación que mejor consiga representar el conjunto de resultados, siendo típicamente una expresión del tipo:

$$I = \frac{a \cdot T r^b}{t_d + c^d} \quad (1)$$

En donde I es la intensidad de la lluvia en mm/hora; a, b, c, d son parámetros característicos de la IDF de cada ciudad; Tr es el tiempo de retorno en años y la duración de la precipitación en minutos (Collischonn, Dornelles, 2015).

A partir de la curva IDF es posible obtener la precipitación de proyecto utilizando el método de bloques alternos. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad por la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. LA duración del evento debe ser mayor o igual al tiempo de concentración de la cuenca.

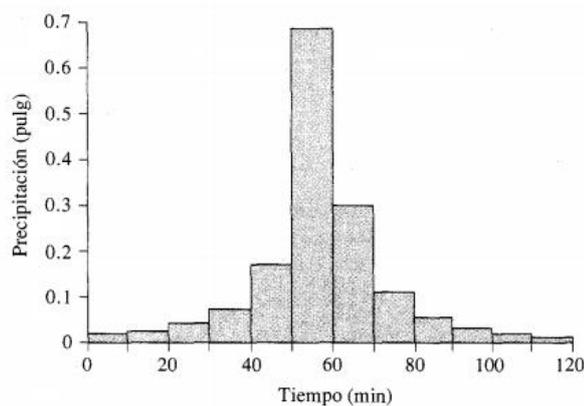


Figura 2. Hietograma de diseño de 10 años y 2 horas de duración desarrollado para Denver utilizando el método de bloques Alternos. (Chow,1994).

4.2.4 Estimación de la precipitación efectiva

Existen diferentes métodos para estimativa de la precipitación efectiva, siendo presentado a continuación el métodos SCS-CN (Soil Conservation Service, 1975) que será utilizado en este trabajo.

Modelo SCS-CN

Este método utiliza la expresión que relaciona la razón entre la precipitación total acumulada (P, mm) con un volumen superficial acumulado (Q, mm), y la razón de la infiltración y el escurrimiento de la cuenca. La relación resultante para $P > I_a$ es la siguiente;

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

Donde I_a son las pérdidas iniciales y S el almacenamiento del suelo. El valor de I_a es estimado para las condiciones medias por $I_a = 0,2S$, o sea, el 20 % de la capacidad del almacenamiento del suelo. Cuando $P < I_a$, $Q = 0$

Para determinar la capacidad máxima en la capa superior del suelo S, fue establecida una escala donde la variable es el parámetro CN. Este parámetro fue clasificado de acuerdo al tipo de uso de suelo y al tipo de suelo. La expresión que relaciona S y CN es la siguiente;

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3)$$

Esta expresión fue obtenida en unidades métricas y la ecuación original en unidades inglesas que establece el valor de CN en una escala de 1 a 100. Esta escala retrata las condiciones de cobertura y suelo, variando desde una cobertura muy permeable hasta una cobertura completamente impermeable. Con suelos que van desde una capacidad de infiltración muy alta a una capacidad de infiltración muy baja y casi impermeable (Tucci, 2005).

En la tabla 3 se muestran estimativas de los valores del parámetro de CN, considerando la división de tipo de suelo, en cuanto que en la tabla 4 se muestra la clasificación de CN por tipo de uso de suelo.

Grupo A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
Grupo B	Suelo poco profundo depositados por el viento, marga arenosa.
Grupo C	Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajos contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
Grupo D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos

Tabla 3. Tipos de suelo según clasificación SCS. (Tucci, 2005)

Descripción de uso de suelo		Tipo de suelo A	Tipo de suelo B	Tipo de suelo C	Tipo de suelo D
Espacios Abiertos;					
Malezas que cubren el 75 % o más del área		39	61	74	80
Malezas que cubren el 50 a 75 % o más del área		49	69	79	77
Áreas comerciales 85 % impermeable		89	92	94	95
Áreas Industriales 72 % impermeables		81	88	91	93
Áreas residenciales					
Tamaño de lote (m ²)	Área impermeable (%)				
< 500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques y estacionamientos, tejados y viaductos		98	98	98	98
Rutas y carreteras					
Asfaltadas y con drenaje fluvial		98	98	98	98
Paralelepípedos		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

Tabla 4. Valores de los parámetros de CN para diferentes tipos de ocupación urbana (SCS, 1975). Citado por (Tucci, 2005)

4.2.5 Transformación de la precipitación efectiva en caudal

Para estimar el hidrograma de proyecto es necesario efectuar la transformación de la precipitación efectiva previamente calculada en caudal, utilizando los principios del hidrograma unitario. Cuando el HU se calcula para una duración de precipitación efectiva de T horas, se llama hidrograma unitario de T horas.

La teoría básica del hidrograma unitario se desarrolla en el supuesto que la cuenca es un sistema lineal invariable en el tiempo, al menos en lo relacionado al exceso de lluvia y al escurrimiento directo. Dada la dificultad de obtener el hidrograma unitario en diversas cuencas, son típicamente utilizados hidrogramas unitarios sintéticos definidos por diferentes metodologías a partir de características de la cuenca, como el área, forma y el tiempo de concentración.

El tiempo de concentración de una cuenca, es un concepto relativamente abstracto, que es definido como el tiempo de viaje de la gota de agua de lluvia desde la región más remota de la cuenca, desde el inicio del escurrimiento hasta el momento en el que llega al punto de drenaje de la cuenca. Es normalmente utilizado a partir del análisis de las características geomorfológicas de la cuenca, existen varias ecuaciones empíricas obtenidas a partir de datos experimentales (Collischonn, Dornelles, 2015).

Como por ejemplo en la tabla 5.

Ecuación	Método	Nº de Cuencas	Area_k m ²	%	Long _km		
$T_c = 0,0828L^{0,24} S^{-0,16} A_{imp}^{-0,26}$	Schaake	EUA	19	<0,7	<7	<1,8	Urbana
$T_c = 2,25i^{-0,7164} L^{0,5552} S^{-0,2070}$	McCuen	EUA	48	0,4-16	<4	<10	Urbana
$T_c = 0,0977L^{0,6} S^{-0,3}$	Carter	EUA	-	<21	<0,5	<12	Urbana
$T_c = 0,274nR^{-0,67} LS^{-0,5}$	Eagleson	EUA	-	<21	-	-	Urbana
$T_c = 0,0869A^{0,3039} S^{-0,3832} A_{imp}^{-0,4523}$	Desbordes	Francia	21	<51	<7	<18	Urbana
$T_c = 0,343 \epsilon L^{0,29} S^{-0,145} A_{imp}^{-0,6}$	Espey	EUA	17	<91	-	-	Urbana
$T_c = 3.989*(L^{0,77})/(S^{0,385})$	Kirpich						

Tabla 5. Tiempos de concentración para diferentes métodos. Adaptada por (Silveira, 2005), citado por (Mahunguana, 2014)

En donde las simbologías se refieren a los siguientes parámetros;

tc: Tiempo de Concentración de la Cuenca en horas (h);

A: Área de la Cuenca analizada en kilómetros cuadrados (km²);

L: Longitud del canal principal de la Cuenca o en su defecto, la longitud del colector pluvial principal, en kilómetros. (km);

S: Pendiente media o declividad media (m/m);
 i: intensidad de la lluvia (mm/h), recomendado como 35 mm/h (McCuen et al, 1984).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning, valor adimensional;
 R: Radio hidráulico en metros (m);
 A_{imp} : Área impermeable en kilómetros cuadrados (km²),
 ϵ : Factor de conductancia adimensional de Espey.

Por medio de este abordaje, el hidrograma unitario sintético puede ser aproximado por un triángulo, definido por el caudal pico y por el tiempo pico de base (Collischonn, Dornelles, 2.015).

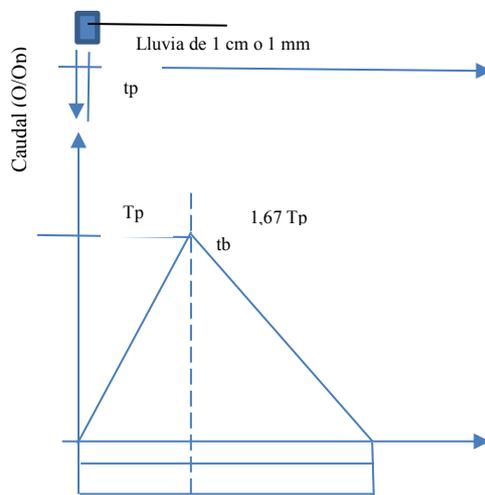


Figura 3. Hidrograma unitario. (Collischonn, Dornelles, 2.015).

Cuando es utilizado el método SCS para la estimativa del hidrograma de proyecto a partir de la precipitación efectiva, e hidrograma unitario sintético del SCS es definido con las siguientes consideraciones.

El tiempo pico t_p del hidrograma es estimado como 60% del tiempo de concentración;

$$T_p = 0.6 * t_c \quad (4)$$

Donde t_p es el tiempo pico y t_c el tiempo de concentración de la cuenca, que puede ser estimado por alguna de las fórmulas presentadas anteriormente.

El tiempo de subida del hidrograma T_p puede ser estimado como el tiempo pico t_p más la mitad de la duración de la lluvia d , entonces:

$$T_p = t_p + \frac{d}{2} \quad (5)$$

El tiempo de base del hidrograma (T_b) y es aproximado por

$$T_b = T_p + 1,67 * T_p \quad (6)$$

Lo que significa que el tiempo de recesión del hidrograma triangular, a partir del pico hasta retornar a cero es 67 % mayor que el tiempo de subida.

El volumen total escurrido para una lluvia efectiva unitaria es dado por el producto del área de la cuenca, veces, la lámina de lluvia efectiva

$$V = A * P_{ef} \quad (7)$$

Donde V es el volumen escurrido y A el área de la cuenca y P_{ef} una lluvia unitaria.

Ese mismo volumen puede ser calculado por el área bajo la curva de un hidrograma triangular de duración total t_b y de caudal pico q_p , por la ecuación:

$$V = \frac{q_p * t_b}{2} \quad (8)$$

Combinando las ecuaciones 8 y 9 en introduciendo en la ecuación 6 para sustituir el tiempo base t_b y el caudal pico del hidrograma unitario triangular, para una lluvia efectiva de 1 mm, puede ser calculada de la siguiente manera:

$$q_p = \frac{0.208 * A}{T_p} \quad (9)$$

Donde T_p es el tiempo pico en horas, A es el área de la cuenca, dada en kilómetros cuadrados y el resultado q_p es el caudal pico en (m^3/seg) por mm de lluvia efectiva.

4.2.6 Caudal máximo usando el Método Racional

Alternativamente al cálculo de hidrogramas de proyecto, pueden ser utilizadas metodologías para la estimación solamente del caudal pico o caudal máximo.

El caudal máximo puede ser estimado con base a la precipitación, por métodos que representan los principales procesos de transformación de la precipitación en caudal conforme a lo presentado anteriormente y por el método racional. El método racional es largamente utilizado en la determinación de caudal máximo en cuencas pequeñas de áreas menores a 2 kilómetros cuadrados (Tucci, 2007).

Este método considera la duración de la precipitación de proyecto igual al tiempo de concentración y adopta un coeficiente único de escurrimiento, tabla 6, denominado C, estimado con base en las características de la cuenca. Este método no evalúa el volumen de la lluvia y la distribución temporal de los caudales.

$$Q_{max} = 0.278 * C * I * A \quad (10)$$

Donde:

i =Es la intensidad de la precipitación en mm/h

A = Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.

C =Coeficiente de escurrimiento para el Método Racional.

$Q_{máx.}$ =Caudal máximo dado en m³/s

Correctamente el valor de C . Es muy frecuente trabajar con áreas no uniformes.

En estos casos se debe sacar un valor promedio ponderado de C . La duración de la lluvia debe elegirse igual al tiempo de concentración de la cuenca para maximizar el caudal de diseño. La duración está relacionada con la tormenta de diseño que tiene en cuenta la duración, la intensidad y la frecuencia (TR).

Zonas	C
<u>Edificación muy densa.</u> Partes centrales densamente construidas de una ciudad con rutas y calzadas pavimentadas	0,7-0,95
<u>Edificación no muy densa</u> Partes adyacentes al centro, de menos densidad de habitacionales y rutas y calzadas pavimentadas	0,6-0,7
<u>Edificaciones con pocas superficies libres</u> Partes residenciales con construcciones cerradas, rutas pavimentadas	0,5-0,6
<u>Edificaciones con muchas superficies libres</u> Partes residenciales con rutas enripiadas o pavimentadas	0,25-0,5
<u>Suburbios con alguna edificación</u> Partes de barrios y suburbios con pequeñas densidades de construcción	0,1-0,25
<u>Plazas, parques y campos de deportes</u> Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques con jardines, campo de deportes sin pavimento	0,05-0,2

Tabla 6. Valores de C adoptado por la Prefectura de San Paulo. (Tucci, 2007)

4.3 Modelación hidráulica.

A diferencia de otros procesos físicos dentro del problema general del drenaje urbano, como por ejemplo la transformación lluvia-escorrentía en la superficie de la ciudad, los aspectos relativos a la descripción matemática del comportamiento hidráulico son mucho mejor conocidos. Dado que predomina la dimensión longitudinal del colector sobre las otras dos, se asume que una descripción unidimensional es válida.

De esa manera, los hidrogramas de escorrentía superficial generados en las diferentes sub cuencas en que fue subdividida la cuenca, son propagados por la red de drenaje pluvial.

El tipo de propagación más general posible, variado y no permanente, viene

descrito por las ecuaciones de Saint-Venant (1871), que para un colector de sección constante tiene la expresión dada por la ecuación 11 (ecuación de continuidad) y 12 (ecuación de cantidad de movimiento)

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A \partial v}{b \partial x} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_0 - I_F) = 0 \quad (12)$$

Donde v es la velocidad media del agua en la sección considerada, y el calado de dicha sección, g la gravedad, I_0 pendiente del colector, I , el valor de la pendiente motriz (expresión de las fuerzas de fricción), x , t las variables independientes, abscisa de la sección considerada y el tiempo.

Las ecuaciones expresan principios básicos como la conservación de la masa y el equilibrio de fuerzas. En particular esta última fórmula, el equilibrio entre las fuerzas de inercia (término de aceleración local y convectiva), fuerzas de presión (término de variación de niveles), fuerzas de gravedad (término de pendiente de solera) y fuerzas de fricción (término de pendiente motriz) que son las actuantes sobre el volumen de agua. Las ecuaciones de Saint-Venant constituyen un sistema de dos ecuaciones diferenciales de derivadas parciales que carece de solución analítica. Debido a ello, se tiene que recurrir al cálculo numérico para su resolución (Dolz, Gómez, 1994).

4.4 Dimensionamiento de obras hidráulicas

El dimensionamiento hidráulico puede ser hecho, considerando los regímenes de escurrimiento; uniforme, gradualmente variado y no permanente. El primer tipo de régimen no permite considerar las posibles influencias del nivel de agua abajo y los efectos de las singularidades sobre la línea de agua. El régimen gradualmente variado y no permanente es el más utilizado porque permite determinar la línea de agua, considerando la presencia de singularidades y cambios de caudal a los largo del trecho, además de remanso causado por condiciones de contorno aguas abajo. Además de eso es posible considerar alteraciones de las variables de interés en el tiempo. El tratamiento matemático es considerablemente más complejo. Esa alternativa es adoptada en casos especiales, como por ejemplo, prever inundaciones de redes de galerías, sujetas a efectos hidrodinámicos, operación con compuertas y otros (Tucci, 2007).

Una alternativa utilizada comúnmente en la estimativa preliminar de las secciones transversales de tubos es la utilización de la expresión de Strickler-Manning

que considera el escurrimiento en régimen uniforme y permanente:

$$v = K * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

Donde-

V= es la velocidad en la calle en m/s;

S= es la pendiente en la ruta en m/m;

n=coeficiente de rugosidad;

R= Radio hidráulico.

Al aplicar esa expresión existe cierta dificultad al tratar de fijar el coeficiente de rugosidad “n” que se ha de emplear, ya que no hay un método exacto para seleccionar ese valor. Como guía para la fijación apropiada del coeficiente de rugosidad se deben tener en cuenta los factores que afectan su valor y emplear una tabla de valores típicos, como por ejemplo la tabla 7. La experiencia del proyectista servirá posteriormente para mejorar la calidad de dicha selección. Factores que afectan el coeficiente el coeficiente de rugosidad de Manning (Soto & March, 2.006), citado por (Fattorelli & Fernández, 2011).

- Rugosidad superficial.
- Vegetación.
- Irregularidad de canal.
- Alineación del canal.
- Azolvamiento y procesos erosivos.
- Obstrucciones.
- Nivel y caudal.

Tipo	Intervalo de n
CANALES CON REVESTIMIENTO	
Poco finos	0,017-0,019
Finos	0,010-0,013
Paredes rugosas	0,019-0,021
Paredes en tierra con vegetación	0,028-0,032
RIOS	
Limpios y rectilíneos	0,025-0,033
Limpios y rectilíneos con vegetación	0,030-0,040
Con meandros, vegetación y piedras	0,033-0,060
Con áreas de inundación y vegetación	0,075-0,150

Tabla 7. Valores de coeficiente de Manning. (Tucci, 2007)

Una vez estimados los valores de los diámetros de la tubulación con la utilización de la expresión Strickler-Manning, una verificación debe ser hecha utilizando la modelación hidráulica en régimen variado y no permanente.

4.5 Modelos numéricos de simulación.

4.5.2 Modelo IPHS1.

El modelo IPHS1 fue desarrollado por (Tucci et al.1989). Consiste de un sistema computacional modulado, compuesto de varios modelos existentes en la literatura que posibilitan la obtención de hidrogramas de proyecto a través de combinación de algoritmos, posibilitando la composición de un modelo del propio usuario. Los modelos de transformación lluvia-caudal, permiten simular la parte de procesos del ciclo hidrológico entre la precipitación y el caudal, siendo posible completar periodos desconocidos de caudal y altura, para estimar los diferentes escenarios de cuencas hidrográficas y prever la ocurrencia de crecidas u otros eventos extremos. De entre los modelos de lluvia-caudal, están aquellos específicos que pueden ser utilizados para tales fines, dependiendo de los parámetros y características de la cuenca, (Rodríguez, 2012)

El módulo de la cuenca es representado por las funciones hidrológicas de determinación de escurrimiento que llegan en los conductos de macrodrenaje a través de los algoritmos como: pérdidas iniciales, Infiltración y propagación del

escurrimiento superficial. El IPHS1 incluye algoritmos de generación de escurrimiento superficial en cuencas y propagación hidráulica en canales con métodos simplificados. (Villanueva, Tucci, 2001).

La generación de escurrimiento superficial en cuencas incluye los métodos de CN y del Hidrograma Unitario Triangular del SCS, utilizados en este trabajo.

4.4.1 Modelo SWMM (Storm Water Management Model)

El modelo SWMM es un modelo físicamente basado, totalmente distribuido para el análisis hidrológico e hidráulico de redes de drenaje esencialmente urbanas (Huber y Dickinson 1988). Está formado por los bloques de Runoff, TRAsnport, Storage/Treatment, Statitics y otros, además del bloque executive, que permite la ejecución coordinada de todos ellos. Los bloques pueden ser ejecutados secuencialmente o separadamente, generando archivos de interface que permiten ser utilizados como entrada al siguiente bloque (Huber y Dickinson, 1992) citado por (Marcor y Pedraza, 2001).

El componente Transport fue utilizado en este trabajo para la modelación hidráulica y es por eso descrita con más detalle en la secuencia. En el modelo SWMM, la red de drenaje (tubulaciones, pozos de visita y otros elementos) es representado por un conjunto de nudos, pozos de visita, reservorio y links, definidos por tubulaciones y estructuras hidráulicas interconectadas.

Los pozos de visita conectan directamente diferentes líneas entre sí. Físicamente pueden representar la confluencia de canales naturales, pozos de registros o elementos de conexión de tuberías, las informaciones necesarias para la modelación de los pozos de visita son; la cota de fondo, la profundidad del pozo, datos de aporte de externos de caudal, y el valor de los hidrogramas ingresantes para cada pozo.

Los conductos, son tuberías o canales por donde se desplaza el agua desde el nudo a otro del sistema de transporte, los parámetros de entrada para las conducciones son; Nombres de los pozos de visita de entrada y salida, altura del conducto con respecto a la cota de fondo de los nudos inicial y final, longitud del conducto, coeficiente de Manning, Geometría de la sección transversar del conducto, coeficiente de pérdidas tanto para la entrada como para la salida del conducto, presencia de válvulas de compuerta, para prevenir el flujo inverso (Gutierrez, 2005)

La opción dentro del módulo Transport de propagación de la escorrentía por

el método de la Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing) resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos. Puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de drenaje, incluso en el caso de que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos, sean importantes (Gutiérrez, 2005)

Los reservorios son representados en el modelo SWMM como nudos de sistema de drenaje con capacidad para almacenar determinados volúmenes de agua. Físicamente se pueden representar como sistemas de almacenamiento (pequeñas cuencas de contención) hasta grandes sistemas, (como lagos). Las propiedades volumétricas de una unidad de almacenamiento son representados por una función o por una tabla que relaciona el área superficial y la profundidad.

Los principales parámetros de entrada de una unidad de almacenamiento son: Cota de fondo, profundidad máxima y la relación área superficial vs la profundidad, En el caso de que existieren sistemas de bombeamiento, estos son representados en el modelo SWMM por conectores incluidos en el sistema de drenaje para impulsar el agua de forma presurizada. La curva de la bomba describe la relación que existe entre su caudal y determinadas condiciones en el nudo de entrada. Existen cuatro tipos de curvas de la bomba que pueden ser utilizadas en el modelo SWMM, a modo de ejemplo, la figura 4 muestra la curva tipo II.

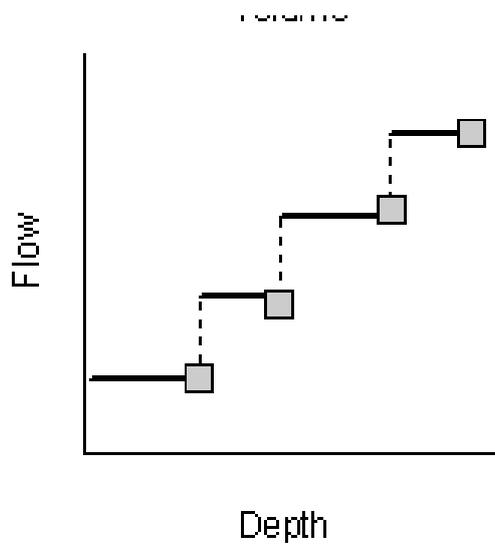


Figura 4. Relación de caudal profundidad. Curva característica de la bomba. Fuente Manual del Swmm, 2005.

El accionamiento y parada de la bomba pueden ser controlados dinámicamente por medio de los niveles de agua, en el nudo de entrada, especificados para tal fin o a través de reglas de control definidas por el usuario.

Los principales parámetros a ser utilizados en el objeto bomba son: los nudos de entrada y salida, la curva que representa el comportamiento de la bomba, estado inicial de la bomba (apagada o encendida; abierta o cerrada); niveles de agua de accionamiento y parada automáticos de la bomba en el nudo de entrada (Rossman, 2012).

4.6 Efecto de la escala en la modelación hidrológica

El error más común cuando se trata de estudiar procesos naturales dentro de un rango de escalas es que se tiende a considerarlas como una simple disminución o aumento del tamaño de los objetos, sin tener en cuenta que, en la naturaleza, la escala no es arbitraria, sino que es el producto de una serie de interrelaciones entre fuerzas actuantes y parámetros que determinan el proceso (Klemes, 1983).

Por tanto, a la hora de trabajar con procesos y sistemas a diferentes escalas de estudio conviene tener en cuenta los siguientes principios: Los patrones espaciales de comportamiento son diferentes en cada escala (Turner et al., 1989; Meentenmeyer, 1989). Los cambios producidos en los patrones espaciales son diferentes a distintas escalas temporales, las escalas espaciales y temporales se encuentran relacionadas (O'Neill et al., 1986; O'Neill, 1988). Los procesos que regulan los cambios de los patrones espaciales son diferentes a diferentes escalas: ningún mecanismo es capaz de explicar por sí mismo los patrones observados y sus cambios en todas las escalas (Levin, 1992). Se necesitan distintas variables para describir procesos similares según las escalas de trabajo (Jarvis & McNaughton, 1986). Citados por (Gómez, 2001).

Ha sido observado empíricamente que la forma de respuesta hidrológica cambia con la heterogeneidad de la escala espacial, generalmente considerada como más simple y más lineal con el aumento del tamaño de la cuenca hidrográfica (Dooge 1981). Esta relación puede depender del clima porque Goodrich et al. (1997) ha demostrado que la respuesta se hizo menos lineal en una cuenca hidrológica semiárida. Cuando la escala espacial se extiende a áreas más grandes, el proceso de generación de escorrentía se vuelve menos sensible a las variaciones temporales de la precipitación local o a las variaciones espaciales de las características del suelo debido al efecto del promedio. Sin embargo, la extensión espacial está limitada por las diferencias físicas, características vegetales y topográficas (Singh&Woolhiser, 2002).

La discretización de la cuenca provee una representación más realista de la heterogeneidad espacial de los procesos hidrológicos, por lo tanto, los modelos distribuidos presentan un elevado número de parámetros, lo que torna más compleja su utilización y calibración y no siempre la complejidad de un modelo es garantía

de buenos resultados. De esta forma, la elección de la representación espacial de la cuenca va a influenciar el hidrograma del proyecto resultante, y consecuentemente, el dimensionamiento de las obras (Mahunguana, 2014).

Cuando se forma un proceso de mayor escala promediando un proceso a pequeña escala, frecuentemente los componentes del proceso de menor escala se eliminan, y esto lleva a una considerable simplificación del promedio de ecuaciones de conservación hidrológicas. De hecho, hay escalas desarrolladas con heterogeneidad con respecto al espacio, y estas escalas influyen en el promedio de las ecuaciones de conservación, así como la eliminación de componentes más frecuentes (Singh&Woolhiser, 2002)

Con respecto a la representación espacial Wood et al. (1988) describieron que, usando una versión distribuida del modelo TOPMODEL alimentado por diferentes eventos de precipitación, identificaron un Área Elemental Representativa a partir de la cual el efecto de la discretización ya no produce más alteraciones en el caudal de salida.

La producción de escorrentía es un proceso espacialmente distribuido. La variabilidad espacial en las características superficiales del terreno contribuye críticamente en la forma del hidrograma (Merz y Bárdossy, 1998). Así la escorrentía superficial puede ocurrir por exceso de saturación o cuando la intensidad de lluvia es mayor a la infiltración, es por esto que los investigadores desde décadas vienen estudiando los procesos de escorrentía centrados en los procesos de infiltración y por consiguiente la determinación de la precipitación efectiva, para lo que se necesita una elevada resolución en tiempo y espacio (Crespo et al, 2006).

Las diferentes formas de hidrogramas de crecidas pueden causar diferencias en los costos y las políticas de control de las inundaciones y, de la planificación y gestión de los recursos hídricos. Por ejemplo, hay dos eventos de crecida con el mismo valor de caudal pico y volumen total, pero en el primero el pico de caudal sucede más rápido que en el segundo, que ocurre en un intervalo de tiempo posterior. Para obtener el mismo grado de protección, es decir, para gestionar el mismo valor del pico de inundación en el reservorio, el evento pico de caudal posterior requiere mucho más volumen de almacenamiento que un evento con caudal de pico previo (Chow et al. 1988)

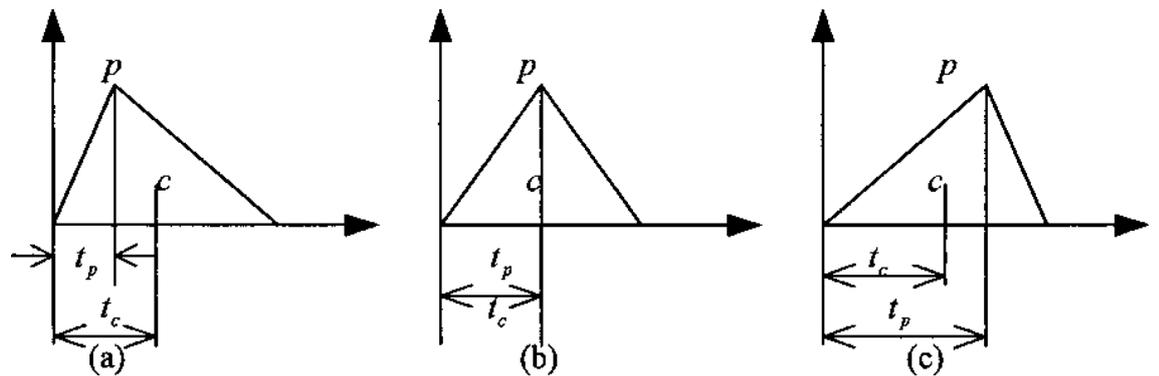


Figura 5. Ilustración esquemática de diferentes formas de hidrogramas de crecida: a.) forma de pico anterior; b) forma de pico en el centro; c) forma de pico posterior. Fuente (Yu et al 2012)

El efecto de la discretización espacial de la cuenca en sub cuencas no sólo afecta el caudal pico, sino también el tiempo en el que este ocurre, lo que puede influenciar el dimensionamiento de unidades de almacenamiento como cuencas de detención (Mahunguana, 2014)

El aumento de volumen con el aumento del número de sub-cuencas también fue observado por Wood et al. (1988) y Yu et al. (2012), aunque ellos hayan analizado el volumen total y usado como base el tamaño de la célula regular de modelos distribuidos. Ghosh y Hellweger (2012) verificaron que este efecto causaba variaciones menores de 2% en el volumen total. (Mahunguana, 2014) demostró que efecto de la posición del pico de la lluvia, puede causar hasta 100% de la disminución en el volumen parcial, aunque depende del valor adoptado en el caudal de corte del hidrograma de proyecto.

La escala que se adopta determina la cantidad de unidades elementales y el grado de concentración de los parámetros por unidad elemental. El requerimiento de datos de entrada y esfuerzo computacional aumentan con la cantidad de unidades. Los problemas de escala en hidrología surgen debido a que la importancia relativa de los procesos, cambia con la escala (Pedraza, 2007)

Existen diferentes criterios de proyecto que deben ser definidos, que incluyen la posición del pico de la lluvia, la duración de la lluvia, el intervalo de tiempo y la discretización espacial. Cada una de estas, afectan los resultados, siendo que en este trabajo fue evaluado solamente este último.

5. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El área de estudio a ser analizado, corresponde a la cuenca urbana de la Ciudad de Pilar, ubicada en el Departamento de Ñeembucú Paraguay, conforme ubicación geográfica indicada en la figura 6

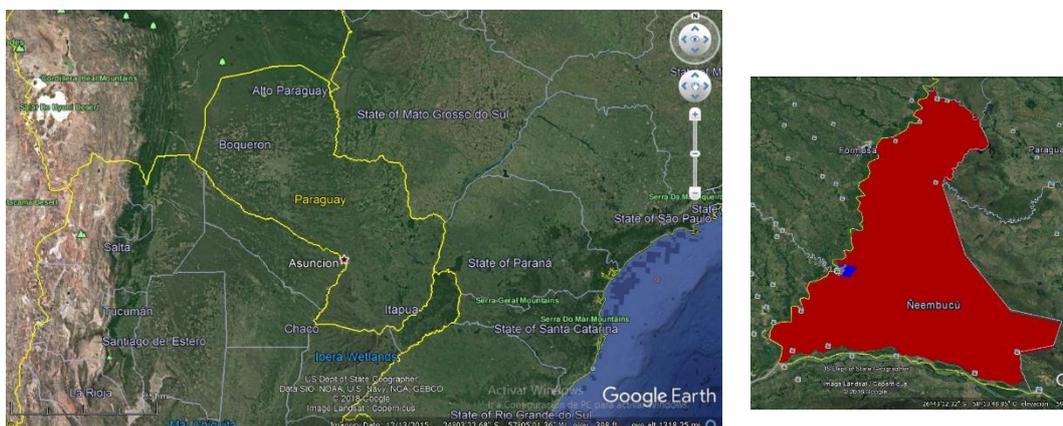


Figura 6. Ubicación Geográfica del Departamento de Ñeembucú y de la Ciudad de Pilar. Fuente Mapa de Google Earth.

La Ciudad de Pilar, Capital del Departamento de Ñeembucú, está ubicada en la rivera del Río Paraguay. Este departamento se caracteriza por poseer una topografía relativamente plana, haciendo que el 80% de su superficie de 1,2 millones de hectáreas de tierras esté permanentemente inundada o semi-inundada. Actualmente posee caminos de acceso en tiempos lluviosos, de manera muy limitada.

5.1 Red hidrográfica de incidencia en la región y diques de protección

La ciudad se desarrolla básicamente entre tres cuerpos de agua, definidos por los Arroyos Ñeembucú y San Lorenzo y el río Paraguay.

El río Paraguay es quien posee mayor área de drenaje e influencia el comportamiento de los arroyos en la confluencia, lugar, donde se encuentra la Ciudad a ser analizada. En este punto son registrados los niveles del Río Paraguay para la estación de Medición del Puerto de Pilar, por la Administración Nacional de Navegación y Puertos, siendo observados los mayores picos en los siguientes años presentados en la tabla 8:

Año	Pico de creciente
1983	10.5 m
1992	9.20 m
1998	9.12 m
2014	8.54 m
2016	9,10 m

Tabla 8. Picos de crecidas por año de ocurrencia. Fuente Administración Nacional de Navegación y Puertos Paraguay.

En las figuras 7 (bajante) y 8 (crecida) se puede apreciar cómo se comportan los cuerpos de agua alrededor de la ciudad tanto en épocas de crecidas, como en la temporada de bajante de río, de manera que en época de crecidas, se crea un contorno de masa de agua que rodea la ciudad.

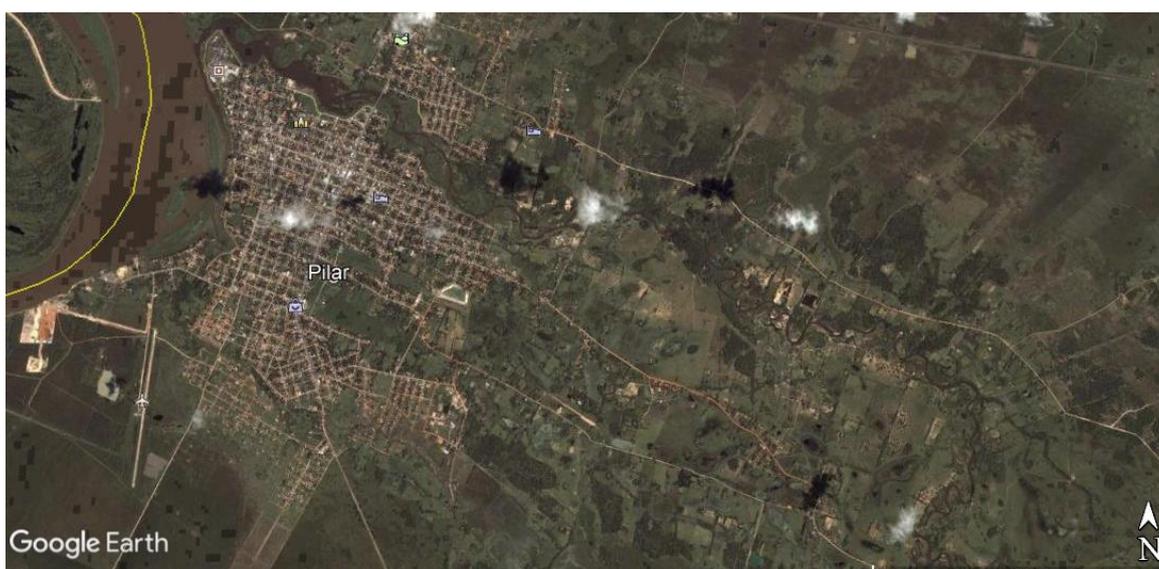


Figura 7. Imagen satelital época de bajante. 14 de diciembre del 2013. Fuente Mapa de Google Earth



Figura 8. Imagen satelital época de crecida. 11 de diciembre del 2016. Fuente Mapa de Google Earth

La Figura 9 muestra el trazado (en color rojo) de los diques de contención actualmente construidos en la zona, con una longitud de 9.527 metros, que se desarrolla a través de los barrios Crucesita, Obrero, Conavi Sur, San Antonio, San José, General Díaz y 12 de Octubre, que varían en alturas de hasta aproximadamente 10 metros, considerando el limnómetro de Pilar que está ubicado a una altura de 46 msnm. Para la construcción de los diques, fue tomada como referencia, la crecida máxima del río Paraguay en el año 1.983, que fue la mayor registrada, llegando a una altura de 10.5 metros según limnómetro.

Existe un conjunto de obras previstas en la ciudad que fueron consideradas en este trabajo, dentro del cual se prevé la reparación y construcción de nuevos tramos de obras de contención para crecidas ribereñas que afectan a la ciudad, con una longitud de obra prevista de aproximadamente 13.000 metros, mostrado en la Figura 11 según el trazado (en color azul), tomando como referencia el Proyecto de prevención de las inundaciones en la ciudad de Pilar (Rolón, 2001).



Figura 9. Diques de Contención construidos en el perímetro de la Ciudad (Rolón, 2000)

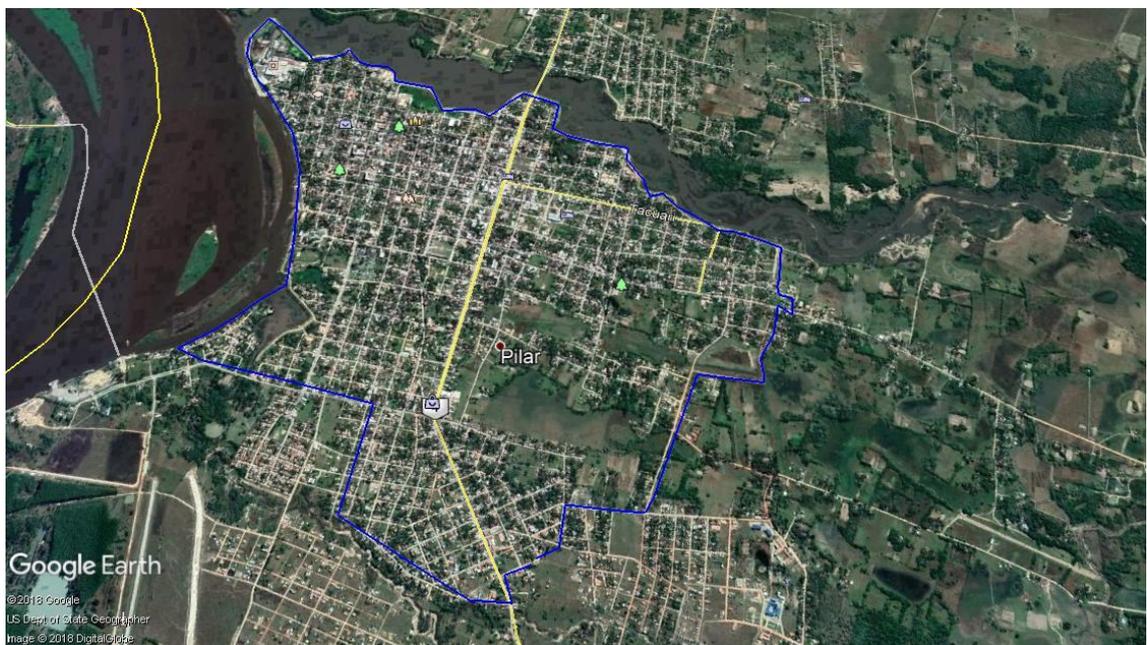


Figura 10. Diques de Contención previstos para la construcción futura de la Ciudad (Rolón, 2000)

5.2 Climatología de la Zona de Estudio.

El clima de la zona según la clasificación climática de Thornthwaite, corresponde a un ambiente sub-húmedo - húmedo mega termal (Amabile, 2.017)

La precipitación anual de la zona es de 1.360 mm. Siendo los meses de mayor precipitación desde julio hasta septiembre. La temperatura media anual es de 21.9 °C, siendo cálido en los meses de noviembre a marzo y más fríos en los meses de abril a agosto (Fuente DINAC).

La tabla 9 muestra los totales precipitados en los últimos años, observándose en el año 2.016, el registró de un pico de precipitación en el mes de enero, ascendiendo el total precipitado en ese mes, al 30 por ciento del total de la media anual, siendo un evento atípico dentro de los valores registrados para ese mes.

	2014	2015	2016	2017
Enero	120	204	415.8	113
Febrero	127	174.8	144	133.7
Marzo	437.8	156.4	280	107.8
Abril	268.3	216	128	516
Mayo	161.4	194.7	18.8	317
Junio	82.5	147.6	137.5	66
Julio	88	41	23	
Agosto	1	55.8	82	
Setiembre	155.3	12.5	11	
Octubre	33.3	171.5	354.6	
Noviembre	255.1	126.2	194	
Diciembre	270.2	273	368.9	
Total	1999.9	1773.5	2157.6	1253.5

Tabla 9. Precipitaciones mensuales de la Estación meteorológica de la Ciudad de Pilar.

La curva de Intensidad, Duración y Frecuencia con incidencia en la región fue definida a partir de los datos de la estación meteorológica local, situada en las coordenadas: Latitud 26°50s, Longitud 58°17w, a una elevación de 46msnm, se define la Curva de Intensidad, Duración y frecuencia mediante la siguiente ecuación. (Cuevas, Rolón, 2001). La curva IDF es presentada en la ecuación 13:

$$i \left(\frac{mm}{hr} \right) = \frac{(11.872,82) * (Tr)^{0,198731}}{(t+40)^{1,185824}} \quad (14)$$

5.3 Cuenca de estudio

El área de análisis corresponde a una cuenca urbana con un área total que asciende a 1,7 kilómetros cuadrados, conteniendo los barrios Obrero, Loma Clavel, 12 de Octubre y General Díaz. En este trabajo, esta cuenca fue denominada cuenca del Barrio 12 de Octubre, considerando que la Estación de bombeo y reservorio ubicados dentro de la misma, tienen esta denominación.

En la figura 12 se puede apreciar el desarrollo de la cuenca hidrográfica de estudio, incluyendo (en color rojo), el trayecto de la red de drenaje urbana existente, formada por el sistema, que fue construido aprovechando un cauce natural antiguo existente dentro de la Ciudad, denominado “Arroyo Habo”, con una longitud aproximada de 1,27 kilómetros y que une los puntos de menor elevación dentro de la cuenca, también se observa el reservorio de espera, que se muestra como el polígono en color turquesa. Estos puntos fueron definidos en el Proyecto de prevención de las inundaciones en la ciudad de Pilar (Rolón, 2001).

Este cauce se desarrolla con un sentido de flujo de sur a norte, la función del antiguo arroyo urbano era la de gestionar la cantidad de lluvia acumulada, dentro de los barrios más antiguos, que inicialmente eran los barrios contenidos dentro de la cuenca de estudio. Actualmente, recae sobre esta red, la tarea de drenar la totalidad del agua que se genera por el escurrimiento superficial, provenientes de otras zonas recientemente urbanizadas, entre ellas, el antiguo reservorio del “Mandiju Randy”, sitio donde actualmente se encuentra construida una terminal de ómnibus y cuya carga se ve trasladada en su totalidad al sistema de drenaje de estudio. Este trayecto se inicia en la Calle Ayolas, del barrio Loma Clavel, y continúa hasta llegar al barrio 12 de octubre, pasando por las calles, Antequera, Alberdi, General Caballero y Alberzoni, y cruzando las cuerdas entre las calles Alberzoni - 14 de mayo - Mariscal Estigarribia - Melo, estos canales son rectangulares, con un área aproximada de 1 metro cuadrado en toda su extensión. La red desemboca en un reservorio de espera, en el cual, el volumen de agua acumulado es trasladado mediante un sistema de bombeo, al Arroyo Ñeembucú.

Diferentes locales en el interior de la cuenca presentan grandes inundaciones durante eventos de precipitación. Las fotografías adjuntas a los mapas en la figura 12 y Figura 13 muestran las inundaciones que sucedieron durante el evento de lluvia de fecha 22

de enero del año 2.018 en donde se registró una precipitación de 107 mm en un periodo de tiempo de aproximadamente dos horas y media, y la ubicación de estos puntos, en los mapas (Fuente Víctor Ocampo Fotografías).



Figura 11. Desarrollo de la cuenca de análisis, red de Drenaje actual y reservorio de espera. Fuente Google Earth



Figura 12. Desarrollo de la Red de drenaje actual. Fuente Mapa de Google Earth.





Figura 13. Desarrollo de la Red de drenaje actual. Fuente Mapa de Google Earth.



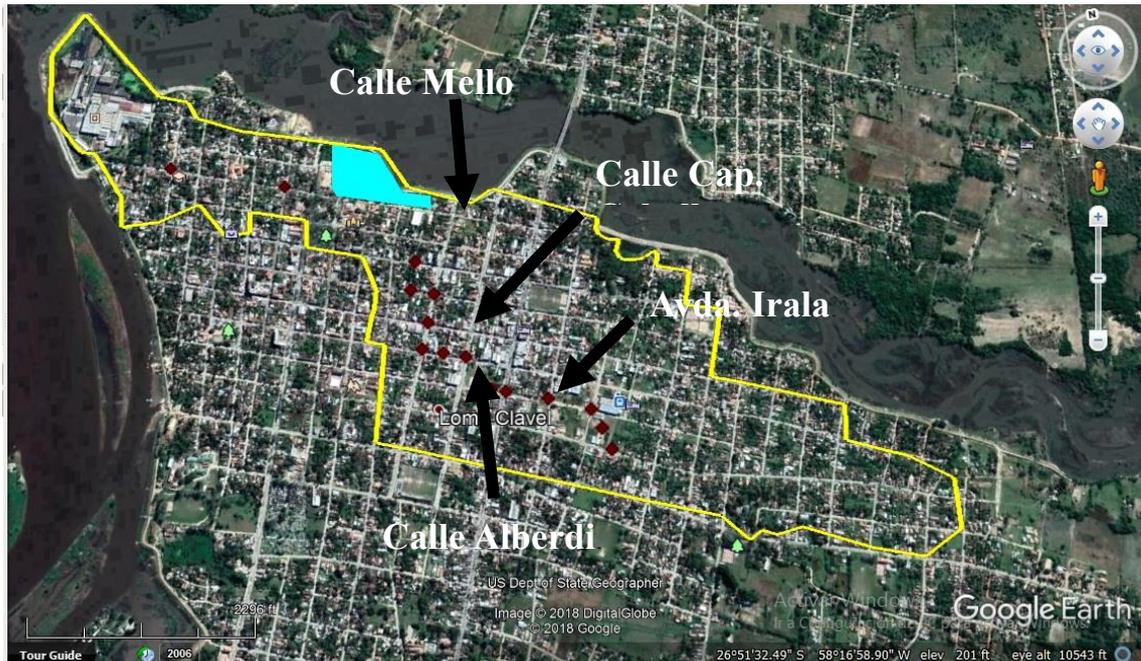


Figura 14. Puntos de acumulación de precipitación dentro de la Ciudad. Fuente Mapa de Google Earth.

La figura 14 muestra el desarrollo de los puntos donde actualmente ocurre mayor acumulación de precipitación. Estos puntos de inundación se encuentran en las calles Alberzoni, Capitán Caballero, Alberdi, Mariscal Estigarribia, Mello y Avenida Irala, siendo los puntos ubicados en las Calles Alberdi, Capitán Caballero y Avenida Irala, los más afectados durante el evento de precipitación. Y posterior al evento, la calle Mello, quedando completamente inundada por el sobre pasamiento del reservorio ubicado en esa zona.

La cuenca del barrio 12 de octubre es la única que cuenta con un sistema de drenaje definido, que atraviesa la cuenca. La obra intento respetar el curso del Antiguo Arroyo Habo, que consistía en un arroyo urbano que atraviesa la ciudad. La sección de este arroyo, fue alterada mediante obras de drenaje, tipo zanjas. En esta zona comenzó la urbanización de la ciudad, o sea, que es uno de los sistemas más antiguamente urbanizado.

La urbanización está completamente desarrollada, y el punto de drenaje de la cuenca, coincide con la ubicación del reservorio de espera, que acumula un volumen de agua, en espera a ser trasladado al arroyo Ñeembucú por medio de una estación de Bombeo. Cabe destacar que el sistema de reservorio y bombeo, es utilizado

únicamente en periodos de crecida de ríos. En los periodos de estiaje, la red drena directamente al río por un sistema de compuertas, pasando por el reservorio, pero sin que este acumule ningún volumen de espera.

El área total que abarca esta cuenca corresponde a 1,7 kilómetros cuadrados.

6. METODOLOGÍA

En este trabajo fue evaluado el efecto de la discretización espacial en la estimativa del hidrograma de proyecto y el tiempo pico en el que este caudal máximo ocurre, y el efecto que este comportamiento tiene sobre los valores resultantes, conforme varían el número de escenarios analizados, considerando la característica de llanura en donde se desarrolla la cuenca de análisis.

La metodología utilizada en este trabajo se basa en la simulación matemática del proceso de transformación de la lluvia en caudal durante eventos críticos de precipitación. En función de ser analizado el efecto del criterio de proyecto de discretización espacial de la cuenca en el hidrograma de proyecto resultante y en las dimensiones de las obras de drenaje, el procedimiento metodológico presentado en la figura 16 fue ejecutado varias veces. En cada una de las veces una discretización espacial de la cuenca diferente fue utilizada.

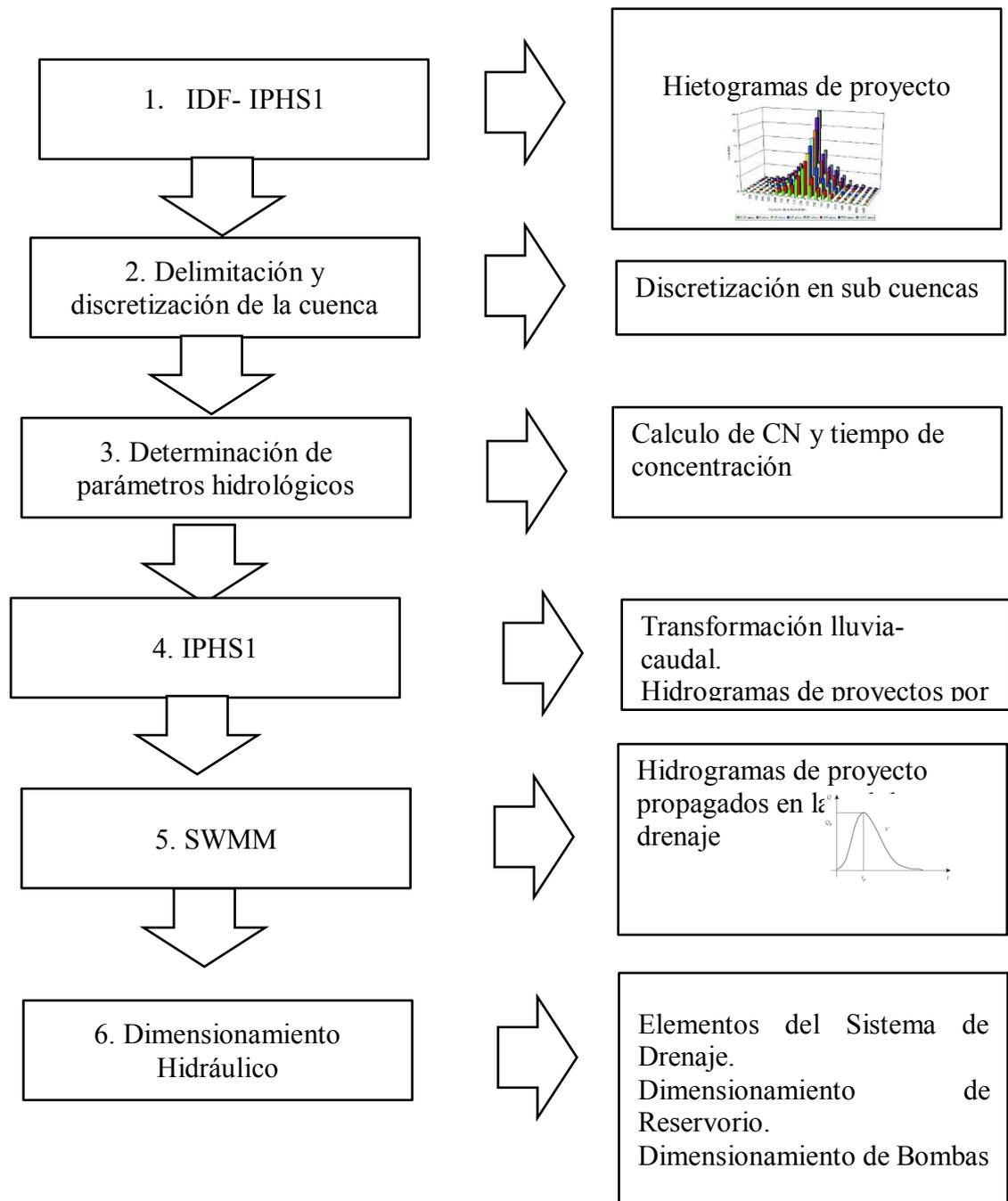


Figura 15. Metodología desarrollada en el estudio.

El conjunto de simulaciones, fue analizado mediante comparaciones, en las cuales se estimaron los porcentajes de variación en los valores de Caudal de pico y tiempo pico conforme a la variación del nivel de discretización espacial comparada con los resultados obtenidos con la cuenca concentrada. Además de eso, fue simulado un conjunto de escenarios considerando que el sistema descarga directamente en el cuerpo de agua receptor y otro conjunto de escenarios considerando un reservorio de amortiguamiento y el sistema de bombeo en la salida de la cuenca.

De igual manera, se evaluaron los valores de volumen parcial para el escenario en el cual, la descarga se realiza directamente al cuerpo de agua receptor, en este caso el arroyo Ñeembucú, considerando que, en épocas de bajante, se utiliza un sistema de compuertas, que permite el paso directo del volumen de agua acumulado sin necesidad de reservorio, al arroyo.

Como segundo escenario de simulación se consideró el caso en el que estas compuertas se encuentran cerradas, y, por ende, el volumen producido por efecto del escurrimiento superficial es almacenado en un reservorio y trasladado al cuerpo receptor por medio de bombas. Para este escenario, se analizó la alteración porcentual del volumen almacenado, los niveles máximos de almacenamiento. Para el caso de caso de la bomba, se evaluó el tiempo de funcionamiento y para el reservorio, el volumen máximo de almacenamiento. En la figura 16 se muestran las variables analizadas, considerando cada escenario simulado.

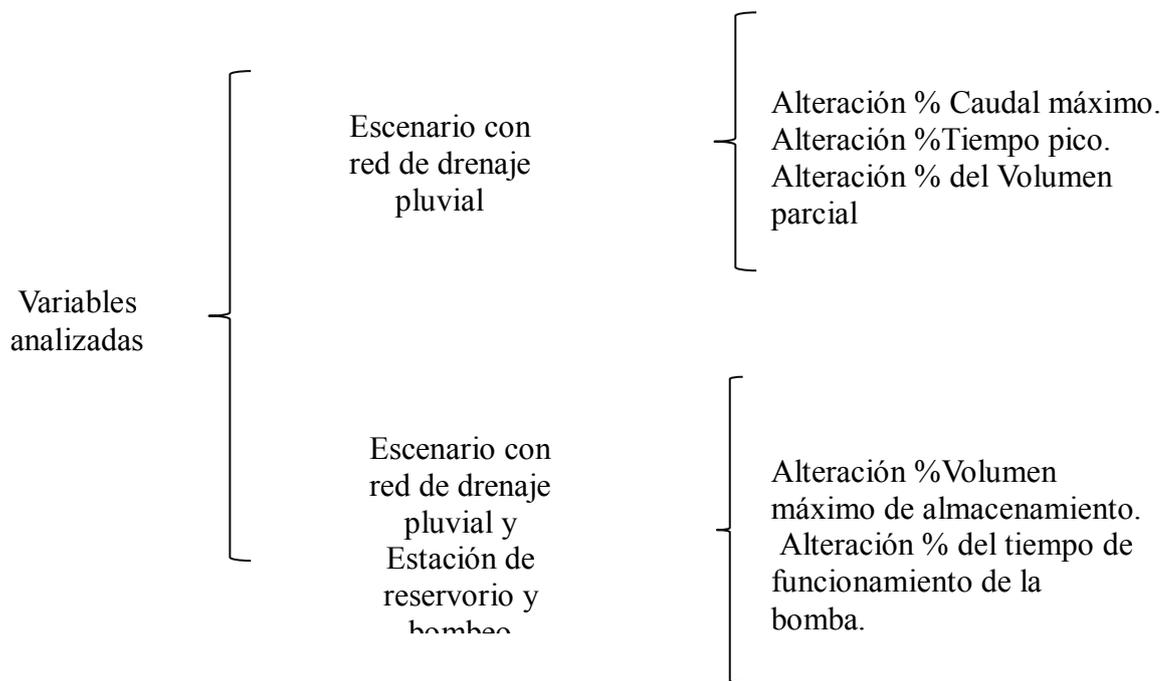


Figura 16. Variables analizadas para los diferentes escenarios

6.1 Hietograma de diseño

El hietograma de diseño fue definido a partir de la metodología de los bloques alternos. A partir de las curvas IDF de la Ciudad de Pilar.

Es considerado un tiempo de retorno de 10 años, intervalo de tiempo de de 5 minutos y la duración del evento se considerará en 24 horas, 1440 minutos, el pico del hietograma se ubicará en el 50% del desarrollo.

6.2 Delimitación y Discretización de la cuenca

Para la elección de la cuenca a ser analizada, se tuvo en cuenta el tamaño, considerando aquella cuenca contenida dentro del casco urbano, que evidencie mayor representatividad. En este caso, la cuenca de estudio escogida es la cuenca del Barrio 12 de octubre, dado que presenta la mayor área dentro de la zona de análisis y la mayor cantidad de puntos donde ocurre acumulación de aguas pluviales.

La discretización espacial se realizó mediante datos de curva de nivel obtenidos del proyecto de prevención de inundación (Rolón, 2001), a partir del cual se realizó la delimitación manual de las sub cuencas de estudio.

La clasificación de sub cuencas para el estudio se realizó de acuerdo a las siguientes consideraciones

- Cuenca Concentrada (1sub). Considera una cuenca concentrada única, para análisis del escurrimiento superficial por el método de Hidrograma Unitario, así como por el método Racional.
- Discretización espacial reducida. Considera la cuenca subdividida en 3 (3sub) y 7 (7sub) sub cuencas, existiendo red de drenaje pluvial solamente a partir de los puntos de salida de esas cuencas.
- Discretización espacial intermedia. Considera la cuenca subdividida en 11 (11sub) sub cuencas
- Discretización espacial detallada. Considera la cuenca dividida en 17 (17sub) y 29 (29sub) sub cuencas, teniendo un impacto en el tamaño de la red de drenaje, aumentando la longitud de extensión de la misma.

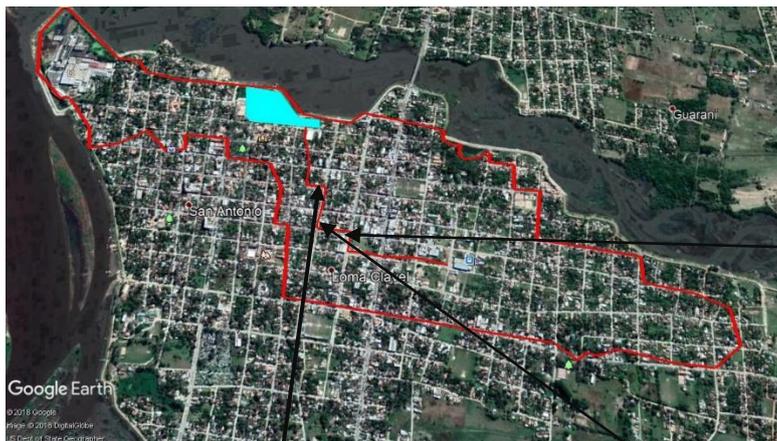


Figura 17. Desarrollo de la cuenca urbana del Barrio 12 de octubre



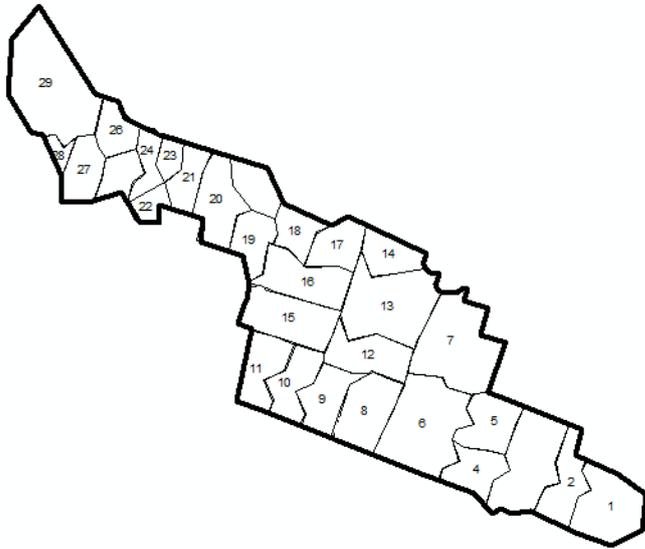


Figura 18. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 29 sub cuencas

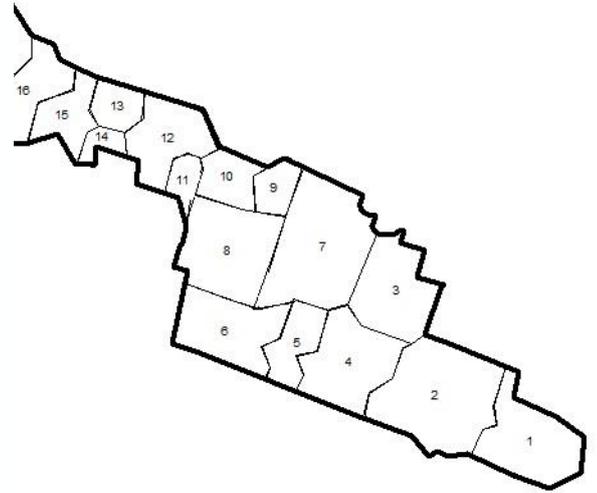


Figura 19. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 17 sub cuencas

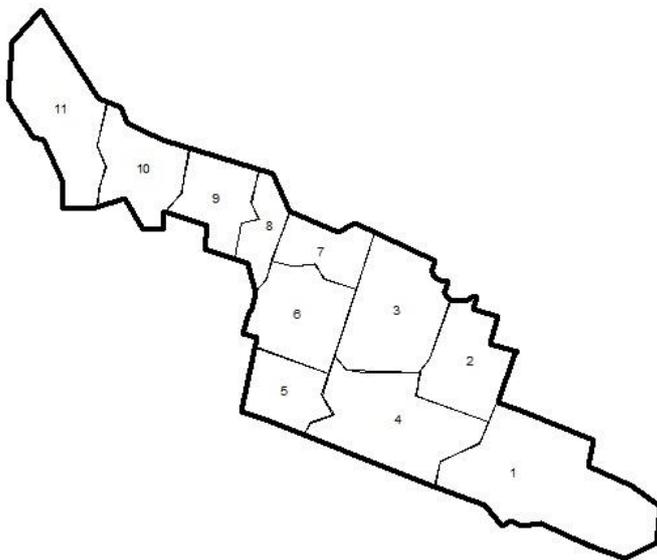


Figura 20. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 11 sub cuencas

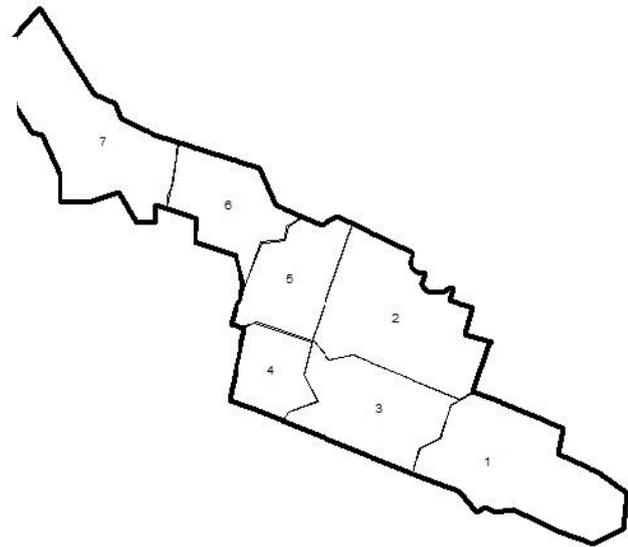


Figura 21. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 7 sub cuencas

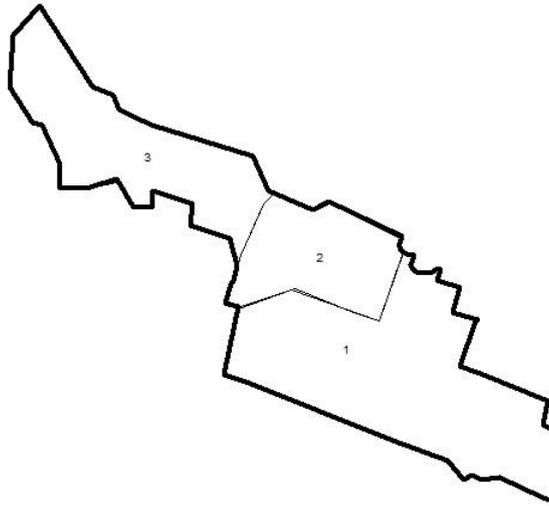


Figura 22. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre con 3 sub cuencas

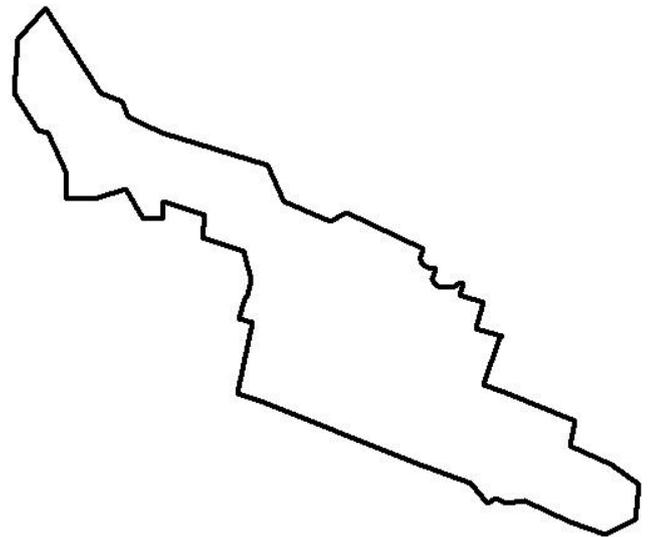


Figura 23. Discretización espacial de la cuenca del Barrio 12 de octubre Cuenca Concentrada

6.3 Determinación de parámetros hidrológicos de la cuenca y sub cuencas.

Los parámetros hidrológicos más sensibles a tenerse en cuenta para el estudio son el valor de CN, y el tiempo de concentración para cada cuenca, considerando las discretizaciones que se realizarán.

Para la determinación de los valores del método SCS (1957), se realizó una clasificación manual de los tipos de uso de suelo desarrollados dentro de la cuenca. Para definir este valor se utilizó el mapa de base contenido dentro de la base de datos del programa de geoprocresamiento de datos. Para cada tipo de uso de suelo se calcula el área que corresponde a la misma, y se relaciona con el valor de CN extraído de la tabla 4.

Para ello se definió cada polígono y se procedió a la clasificación según el tipo de uso de suelo (ya sean suelos tipo A, B, C o D). Para el caso de estudio se consideró el suelo tipo C, ya que el área de estudio se desarrolla en terreno arcilloso, correspondiente a la zona de humedales.

Considerando que dentro de una cuenca se encuentran diferentes tipos de uso de suelo, se realizó una ponderación, mediante la ecuación (13) para el valor de CN por sub cuenca.

$$CN = \sum_{i=1}^N \frac{CN_i * A_i}{A_t} \quad (15)$$

Donde;

CN= es el valor de la Curva Número, ponderado, de toda la sub cuenca

CN_i = El valor de la Curva Número para cada tipo de uso de Suelo

A_i = Área del tipo de uso de suelo analizado

N = Número total de áreas analizadas

A_t = Área total de la cuenca.

En la figura 18, se muestra la clasificación de uso de suelo realizada para los diferentes usos de la cuenca concentrada, en donde se observaron diferentes clases de ocupación, para el caso de las calles, se encuentran totalmente adoquinadas, por lo que optó por relacionar este valor con el valor correspondiente al del pavimento, según la tabla 4. Así mismo, se observa la presencia de una zona industrial, áreas residenciales, y áreas correspondientes a canchas de fútbol y parques. En la tabla 10, se muestran los valores asumidos, relacionados con el área correspondiente a cada caso, específicamente para la cuenca concentrada.

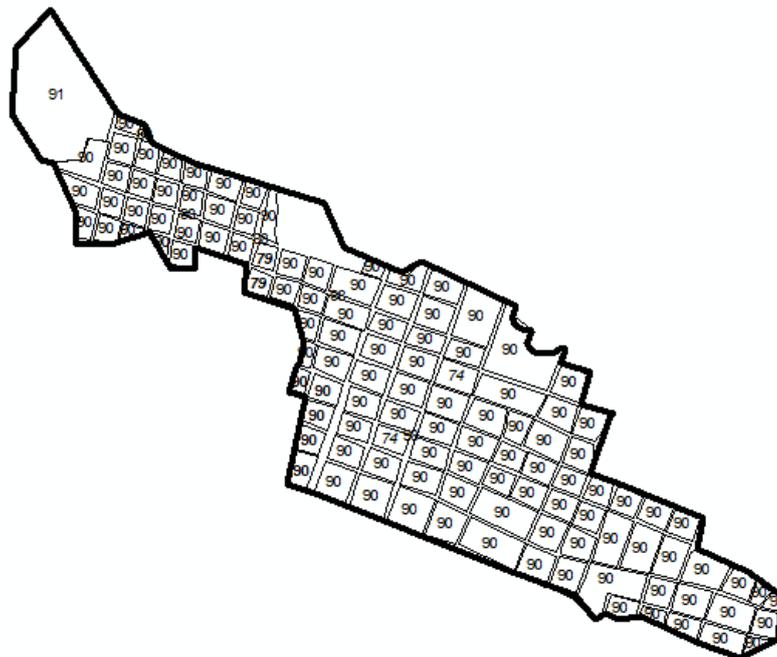


Figura 24. Parámetros CN para cada uso de suelo en la cuenca.

Tipo	CN según tabla	Area_km ²	ÁreaxCN
Áreas residenciales. < 500	90	1.235467	111
Malezas que cubren el 75 % o más del área	74	0.02254	2
Malezas que cubren el 50 a 75% o más del área	79	0.013683	1
Áreas Industriales	91	0.013683	1
Calles	98	0.481137	47
Área Total		1.76651	162
CN Ponderado			92

Tabla 10. Cálculo del valor de CN ponderado correspondiente a la cuenca concentrada.

Existen diferentes fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración de una cuenca. El método de cálculo definido para este análisis consistirá en el uso de las fórmulas de tiempo de concentración adaptadas por (Silveira, 2005), en donde (Mahunguana, 2014) encontró que las ecuaciones de McCuen y Carter daban resultados más aceptables en función a la disponibilidad de datos, prefiriendo el autor, en dicho estudio, el uso de la ecuación de McCuen.

Para este análisis, además de las fórmulas de tiempo de concentración McCuen y Carter, se utilizará la fórmula de Kirpich, haciendo un promedio entre los resultados obtenidos con la aplicación de los diferentes métodos, hallando un tiempo de concentración medio, considerando la sugerencia de (Fattorelli & Fernández, 2011), de realizar este cálculo con dos o más métodos del tiempo de concentración. Las fórmulas utilizadas se encuentran en la tabla 11, en donde el tiempo de concentración es hallado en minutos.

Fórmula tc en minutos	Autor
$T_c = 2,25i - 0,7164L^{0,5552}S^{-0,2070}$	McCuen EUA
$T_c = 0,0977L^{0,6}S^{-0,3}$	Carter EUA
$T_c = 3.989*(L^{0.77})/(S^{-0.385})$	Kirpich

Tabla 11. Fórmulas de tiempo de concentraciones utilizadas para el diseño del modelo

La pendiente media para la aplicación de las fórmulas de tiempo de concentración fue calculada mediante la fórmula (14):

$$S_m = \frac{\sum_i^N l_i S_i}{L} \quad (16)$$

En dónde:

Sm= Pendiente media

Li=longitud del tramo.

Si= Pendiente del tramo

L=Longitud del canal principal.

En las tablas 12 al 17 muestran las características físicas y parámetros hidrológicos de cada sub cuenca, así como el valor de CN ponderado para los diferentes escenarios utilizados en este trabajo.

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	1.760.000	1,70	1,5	1500	0,0049	35	0,72	42,9	92

Tabla 12. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre cuenca concentrada

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	934.783	0,90	1,6	1550	0,0049	35	0,11	39,8	91
SubCuenca_2	316.834	0,30	0,9	872	0,0002	35	0,26	21,6	92
SubCuenca_3	512.473	0,50	1,1	1087	0,0017	35	0,21	22,7	93

Tabla 13. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre en 3 subcuencas

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	346.275	0,30	0,6	645	0,0049	35	0,11	24,0	93
SubCuenca_2	342.526	0,30	0,9	943	0,0002	35	0,26	30,2	91
SubCuenca_3	244.274	0,20	0,3	347	0,0017	35	0,21	19,9	92
SubCuenca_4	120.790	0,10	0,5	532	0,0028	35	0,17	21,2	92
SubCuenca_5	180.836	0,10	0,6	623	0,0036	35	0,15	16,0	92
SubCuenca_6	181.066	0,10	0,5	494	0,0028	35	0,07	12,3	92
SubCuenca_7	343.498	0,30	0,8	761	0,0043	35	0,22	26,8	92

Tabla 14. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre en 7 subcuencas

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	338.887	0,30	0,6	575	0,0049	35	0,11	21,4	92
SubCuenca_2	140.824	0,10	0,5	498	0,0002	35	0,26	28,3	92
SubCuenca_3	204.852	0,20	0,5	535	0,0017	35	0,21	16,8	93
SubCuenca_4	234.269	0,20	0,4	350	0,0028	35	0,17	22,6	92
SubCuenca_5	95.349	0,09	0,6	555	0,0036	35	0,15	22,0	93
SubCuenca_6	155.922	0,10	0,3	324	0,0028	35	0,07	11,7	92
SubCuenca_7	84.640	0,08	0,3	326	0,0043	35	0,22	4,6	92
SubCuenca_8	63.766	0,06	0,2	187	0,1802	35	0,08	10,5	91
SubCuenca_9	108.595	0,10	0,4	353	0,0090	35	0,12	9,5	93
SubCuenca_10	131.556	0,10	0,2	245	0,0020	35	0,16	11,3	93
SubCuenca_11	207.645	0,20	0,3	286	0,0027	35	0,19	11,8	93

Tabla 15. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre en 11 subcuencas

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	133.520	0,10	0,2	176	0,0049	35	0,11	8,0	93
SubCuenca_2	213.036	0,20	0,6	567	0,0002	35	0,26	45,5	92
SubCuenca_3	129.035	0,10	0,3	310	0,0017	35	0,21	29,4	92
SubCuenca_4	136.551	0,10	0,3	329	0,0028	35	0,17	18,3	93
SubCuenca_5	62.042	0,06	0,6	578	0,0036	35	0,15	49,9	92
SubCuenca_6	126.991	0,10	0,3	291	0,0028	35	0,07	12,1	91
SubCuenca_7	210.180	0,20	0,3	296	0,0043	35	0,22	4,4	91
SubCuenca_8	159.614	0,10	0,2	195	0,1802	35	0,08	9,8	92
SubCuenca_9	39.292	0,03	0,2	195	0,0090	35	0,12	7,3	93
SubCuenca_10	57.001	0,05	0,3	271	0,0020	35	0,16	10,8	93
SubCuenca_11	27.677	0,02	0,1	141	0,0027	35	0,19	6,1	93
SubCuenca_12	101.900	0,10	0,2	153	0,0011	35	0,23	6,8	91
SubCuenca_13	41.626	0,04	0,4	408	0,0054	35	0,14	30,8	93
SubCuenca_14	22.819	0,02	0,2	244	0,0169	35	0,09	18,5	93
SubCuenca_15	63.869	0,06	0,1	141	0,0109	35	0,11	16,7	93
SubCuenca_16	86.621	0,08	0,2	185	0,0022	35	0,16	15,8	93
SubCuenca_17	157.043	0,10	0,2	152	0,0070	35	0,13	17,9	93

Tabla 16. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre en 17 subcuencas

	Area_m_2	Area_Km_2	Long_Km	Long_m	Decliv_m/m	Int_mm/h	Tc_H	Tc_min	CN
SubCuenca_1	83.685	0,09	0,1	148	0,0049	35	0,11	6,9	93
SubCuenca_2	53.614	0,05	0,2	161	0,0002	35	0,26	15,6	93
SubCuenca_3	99.368	0,09	0,3	270	0,0017	35	0,21	12,7	93
SubCuenca_4	44.682	0,05	0,2	231	0,0031	35	0,17	10,0	93
SubCuenca_5	55.114	0,05	0,2	219	0,0001	35	0,36	21,8	92
SubCuenca_6	127.434	0,13	0,1	55	0,0061	35	0,06	3,7	93
SubCuenca_7	121.903	0,12	0,4	419	0,0010	35	0,31	18,9	93
SubCuenca_8	68.594	0,07	0,3	304	0,1802	35	0,09	5,3	94
SubCuenca_9	51.887	0,05	0,2	209	0,0091	35	0,12	7,2	90
SubCuenca_10	49.515	0,05	0,2	171	0,0056	35	0,12	7,3	90
SubCuenca_11	54.295	0,05	0,3	283	0,0057	35	0,16	9,7	94
SubCuenca_12	59.863	0,06	0,3	257	0,0038	35	0,17	10,1	93
SubCuenca_13	116.633	0,12	0,2	213	0,0036	35	0,15	9,2	89
SubCuenca_14	39.609	0,04	0,2	152	0,0037	35	0,12	7,5	90
SubCuenca_15	79.286	0,08	0,2	200	0,0049	35	0,14	8,2	93
SubCuenca_16	70.816	0,07	0,2	186	0,0052	35	0,13	7,8	92
SubCuenca_17	43.705	0,04	0,2	205	0,0001	35	0,34	20,6	93
SubCuenca_18	33.545	0,03	0,2	200	0,0155	35	0,10	6,2	94
SubCuenca_19	41.148	0,04	0,3	318	0,0113	35	0,15	8,7	93
SubCuenca_20	89.133	0,09	0,3	250	0,0161	35	0,12	6,9	91
SubCuenca_21	35.652	0,04	0,2	161	0,0031	35	0,14	8,1	93
SubCuenca_22	20.663	0,02	0,2	222	0,0015	35	0,19	11,7	93
SubCuenca_23	18.900	0,02	0,2	152	0,0019	35	0,15	8,9	93
SubCuenca_24	27.883	0,03	0,1	104	0,0062	35	0,09	5,3	93
SubCuenca_25	31.015	0,03	0,2	179	0,0003	35	0,25	14,7	93
SubCuenca_26	34.459	0,03	0,2	199	0,0010	35	0,20	12,1	93
SubCuenca_27	43.220	0,04	0,1	145	0,0001	35	0,29	17,2	92
SubCuenca_28	15.027	0,01	0,1	102	0,0082	35	0,08	4,9	92
SubCuenca_29	155.862	0,15	0,4	404	0,0009	35	0,31	18,8	93

Tabla 17. Parámetros para discretización de la Cuenca de 12 de octubre en 29 subcuencas.

6.4 Hidrograma de diseño

Los hidrogramas de proyecto serán generados en el modelo IPHS1, para ello se considerarán los tiempos de concentración de cada sub cuenca y los valores calculados por medio de CN ponderado. Estos hidrogramas serán obtenidos por el método SCS-CN y serán construidos por el método del Hidrograma Triangular

En el caso del Municipio de Pilar, no se cuentan con ordenanzas que regulen los criterios de proyectos para obras de drenaje, por lo que la elección de estas variables quedara a consideración del investigador.

Para obtener el hidrograma de diseño de cualquier punto de la red de drenaje pluvia, fue utilizado el modelo SWMM para la propagación de los caudales generados por las sub cuencas, considerando la onda hidrodinámica.

La red de drenaje fue diseñada en el modelo *SMWW 5.0*, de manera a representar la situación de la red, tomando como parámetro los diferentes niveles de discretizaciones generados en el programa de geoprocesamiento.

Las representaciones consideraron los elementos físicos de la red, como las líneas de drenaje existentes, de manera a mejorarlas y definir secciones eficientes de escurrimiento, considerando que actualmente esta red se encuentra sobrepasada. Fueron solamente verificados dos escenarios, en el primero existe solamente una red de drenaje pluvial que desagua en el Arroyo Ñeembucú, en el segundo escenario, la misma red de drenaje pluvial desagua en un reservorio conectado al Arroyo Ñeembucu por un sistema de bombeo.

Se ejecutaron simulaciones sucesivas para los diferentes escenarios, y en cada uno de ellos, fue considerada las cantidades de sub cuencas elegidas para el análisis. La red de drenaje pluvial fue adaptada conforme el número de sub cuencas de cada análisis. En la tabla 18 se muestran los valores adoptados para los nodos de análisis, así como las fracciones de hidrogramas ingresante en cada nodo (considerando los aportes concentrados de cabecera y los aportes laterales en el interior de la cuenca). Con estas consideraciones, se diseñaron las posiciones de los pozos de visita, como elemento de captación del escurrimiento superficial generado en las sub cuencas.

Nodo	Altura	Hidrogramas de entrada en el nudo	Fraciones de los hidrogramas en cada nudo	Nodo	Altura	Hidrogramas de entrada en el nudo	Fraciones de los hidrogramas en cada nudo	Nodo	Altura	Hidrogramas de entrada en el nudo	Fraciones de los hidrogramas en cada nudo
Pv-1	52,39	Hidrograma_SubCca_1	1,00	Pv-35	48,70	Hidrograma_Scca_12	0,20	Pv-67	51,64	Hidrograma_SubCca_25	0,25
Pv-2	52,10	Hidrograma_SubCca_2	0,50	Pv-36	50,50	Hidrograma_Scca_12	0,20	Pv-68	51,75	Hidrograma_SubCca_25	0,25
Pv-3	52,00	Hidrograma_SubCca_2	0,50	Pv-37	53,80	Hidrograma_SubCca_13	0,20	Pv-69	51,89	Hidrograma_SubCca_25	0,25
Pv-4	51,50	Hidrograma_SubCca_3	0,25	Pv-41	48,57	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-70	52,53	Hidrograma_SubCca_26	1,00
Pv-5	51,35	Hidrograma_SubCca_3	0,25	Pv-42	48,45	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-71	52,67	Hidrograma_SubCca_27	0,50
Pv-6	51,20	Hidrograma_SubCca_3	0,25	Pv-43	48,36	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-72	52,81	Hidrograma_SubCca_27	0,50
Pv-7	51,10	Hidrograma_SubCca_4	0,25	Pv-44	48,25	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-73	49,07	Hidrograma_SubCca_9	0,20
Pv-8	51,05	Hidrograma_SubCca_4	0,25	Pv-45	48,10	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-74	48,80	Hidrograma_SubCca_9	0,20
Pv-9	50,92	Hidrograma_SubCca_4	0,25	Pv-46	48,00	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-75	52,62	Hidrograma_SubCca_13	0,20
Pv-10	50,80	Hidrograma_SubCca_4	0,25	Pv-47	47,80	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-76	51,90	Hidrograma_SubCca_13	0,20
Pv-12	55,12	Hidrograma_SubCca_5	1,00	Pv-48	47,70	Hidrograma_SubCca_15	0,125	Pv-77	52,18	Hidrograma_Scca_7	1,00
Pv-13	50,68	Hidrograma_SubCca_6	0,20	Pv-49	47,60	Hidrograma_SubCca_16	0,50	Pv-78	51,60	Hidrograma_SubCca_3	0,25
Pv-14	50,55	Hidrograma_SubCca_6	0,20	Pv-51	47,50	Hidrograma_SubCca_16	0,50	Pv-79	54,19	Hidrograma_Scca_14	1,00
Pv-15	50,45	Hidrograma_SubCca_6	0,20	Pv-52	47,40	Hidrograma_17	0,25	Pv-101	54,03	Hidrograma_SubCca_13	0,20
Pv-16	49,80	Hidrograma_SubCca_6	0,20	Pv-53	47,00	Hidrograma_17	0,25	Pv-102	47,20	Hidrograma_17	0,25
Pv-17	49,67	Hidrograma_SubCca_6	0,20	Pv-54	46,80	Hidrograma_SubCca_18	0,25	Pv-103	47,30	Hidrograma_17	0,25
Pv-18	49,55	Hidrograma_Scca_8	0,50	Pv-55	45,70	Hidrograma_SubCca_18	0,25	Pv-104	46,50	Hidrograma_SubCca_18	0,25
Pv-20	49,42	Hidrograma_Scca_8	0,50	Pv-56	47,00	Hidrograma_SubCca_19	0,50	Pv-105	46,30	Hidrograma_SubCca_18	0,25
Pv-21	49,30	Hidrograma_SubCca_9	0,20	Pv-57	47,50	Hidrograma_SubCca_19	0,50	Pv-106	48,50	Hidrograma_SubCca_20	0,20
Pv-22	51,40	Hidrograma_SubCca_9	0,20	Pv-58	48,00	Hidrograma_SubCca_20	0,20	Pv-107	52,95	Hidrograma_SubCca_28+29	1,00
Pv-23	52,00	Hidrograma_SubCca_10	0,50	Pv-59	48,75	Hidrograma_SubCca_20	0,20	Descarga	45,00		
Pv-24	53,20	Hidrograma_SubCca_10	0,50	Pv-60	49,01	Hidrograma_SubCca_20	0,20				
Pv-25	54,00	Hidrograma_SubCca_11	1,00	Pv-61	49,42	Hidrograma_SubCca_20	0,20				
Pv-30	51,80	Hidrograma_Scca_12	0,20	Pv-62	49,83	Hidrograma_SubCca_21	0,50				
Pv-31	51,66	Hidrograma_Scca_12	0,20	Pv-63	50,24	Hidrograma_SubCca_21	0,50				
Pv-32	51,48	Hidrograma_Scca_12	0,20	Pv-64	50,65	Hidrograma_SubCca_22+23	1,00				
Pv-33	50,80	Hidrograma_SubCca_13	0,20	Pv-65	51,06	Hidrograma_SubCca_24	1,00				
Pv-34	48,90	Hidrograma_SubCca_9	0,20	Pv-66	51,47	Hidrograma_SubCca_25	0,25				

Tabla 18. Cota de fondo de los nudos y fracción de ingreso de los hidrogramas para el modelo SWMM 5.0

Con relación a las longitudes de los conductos, considerando que las reglamentaciones locales no definen la distancia máxima entre estos, se optó por ubicar los pozos de visita a cada media cuadra, y las conducciones fueron diseñadas en relación a la distancia entre estas. En la tabla 19 se muestran las distancias consideradas, así como los valores del coeficiente de Manning asumidos para todas las conducciones, que, para el estudio de caso, corresponde al valor del coeficiente de rugosidad de Manning para el hormigón. Se consideran conductos de secciones circulares, y las dimensiones en cuanto a área, serán definidas por aquellas que soporten el trabajo a tres cuartos de sección, de la carga total a ser transportada, es por ello que en el modelo de simulación se deben dimensionar los tamaños de conductos que adopten esta condición y asegurarse de que no ocurran inundaciones en los pozos

de visita previstos para la recolección de las aguas. De igual manera, se considera una tapada, de un metro de altura en el diseño del desarrollo de la red.

Conducto	Nudo de Entrada	Nudo de Salida	Longitud (m)	Valor de Manning	Conducto	Nudo de Entrada	Nudo de Salida	Longitud (m)	Valor de Manning
C-1	Pv-1	Pv-2	80	0,010	C-47	Pv-44	Pv-45	65	0,010
C-2	Pv-2	Pv-3	80	0,010	C-48	Pv-45	Pv-46	60	0,010
C-3	Pv-78	Pv-4	65	0,010	C-49	Pv-46	Pv-47	60	0,010
C-4	Pv-4	Pv-5	65	0,010	C-50	Pv-47	Pv-48	43	0,010
C-5	Pv-5	Pv-6	65	0,010	C-51	Pv-48	Pv-49	75	0,010
C-6	Pv-6	Pv-7	62	0,010	C-54	Pv-51	Pv-52	45	0,010
C-7	Pv-7	Pv-8	62	0,010	C-56	Pv-53	Pv-54	68	0,010
C-8	Pv-8	Pv-9	62	0,010	C-58	Pv-55	Pv-56	60	0,010
C-9	Pv-9	Pv-10	65	0,010	C-59	Pv-72	Pv-71	68	0,010
C-11	Pv-12	Pv-10	50	0,010	C-60	Pv-71	Pv-70	68	0,010
C-12	Pv-10	Pv-13	82	0,010	C-61	Pv-70	Pv-69	51	0,010
C-13	Pv-13	Pv-14	82	0,010	C-62	Pv-69	Pv-68	50	0,010
C-14	Pv-14	Pv-15	80	0,010	C-63	Pv-68	Pv-67	50	0,010
C-15	Pv-15	Pv-16	82	0,010	C-64	Pv-67	Pv-66	50	0,010
C-16	Pv-16	Pv-17	82	0,010	C-65	Pv-66	Pv-65	55	0,010
C-17	Pv-17	Pv-18	60	0,010	C-66	Pv-65	Pv-64	55	0,010
C-20	Pv-20	Pv-21	80	0,010	C-67	Pv-64	Pv-63	50	0,010
C-21	Pv-25	Pv-24	83	0,010	C-68	Pv-63	Pv-62	57	0,010
C-22	Pv-24	Pv-23	83	0,010	C-69	Pv-62	Pv-61	57	0,010
C-23	Pv-23	Pv-22	80	0,010	C-70	Pv-61	Pv-60	57	0,010
C-24	Pv-22	Pv-21	80	0,010	C-71	Pv-60	Pv-59	56	0,010
C-25	Pv-21	Pv-73	63	0,010	C-73	Pv-58	Pv-57	50	0,010
C-26	Pv-73	Pv34	63	0,010	C-74	Pv-57	Pv-56	60	0,010
C-27	Pv34	Pv-74	63	0,010	C-77	Pv-55	Descarga	50	0,010
C-28	Pv-74	Pv-35	50	0,010	C-78	Pv-78	Pv-3	65	0,010
C-33	Pv-77	Pv-30	80	0,010	C-94	Pv-18	Pv-20	75	0,010
C-34	Pv-30	Pv-31	80	0,010	C-95	Pv-79	Pv-101	65	0,010
C-35	Pv-31	Pv-32	80	0,010	C-96	Pv-101	Pv-37	65	0,010
C-37	Pv-37	Pv-75	65	0,010	C-97	Pv-49	Pv-51	75	0,010
C-38	Pv-75	Pv-76	65	0,010	C-98	Pv-52	Pv-103	45	0,010
C-39	Pv-76	Pv-33	65	0,010	C-99	Pv-103	Pv-102	45	0,010
C-40	Pv-33	Pv-36	54	0,010	C-100	Pv-102	Pv-53	45	0,010
C-41	Pv-36	Pv-35	54	0,010	C-101	Pv-54	Pv-104	68	0,010
C-42	Pv-32	Pv-33	80	0,010	C-102	Pv-104	Pv-105	50	0,010
C-43	Pv-35	Pv-41	60	0,010	C-103	Pv-105	Pv-55	68	0,010
C-44	Pv-41	Pv-42	60	0,010	C-104	Pv-58	Pv-106	56	0,010
C-45	Pv-42	Pv-43	60	0,010	C-105	Pv-106	Pv-59	56	0,010
C-46	Pv-43	Pv-44	60	0,010	C-106	Pv-72	Pv-107	70	0,010

Tabla 19. Longitudes de los tramos y los valores de Coeficiente de Manning asumidos

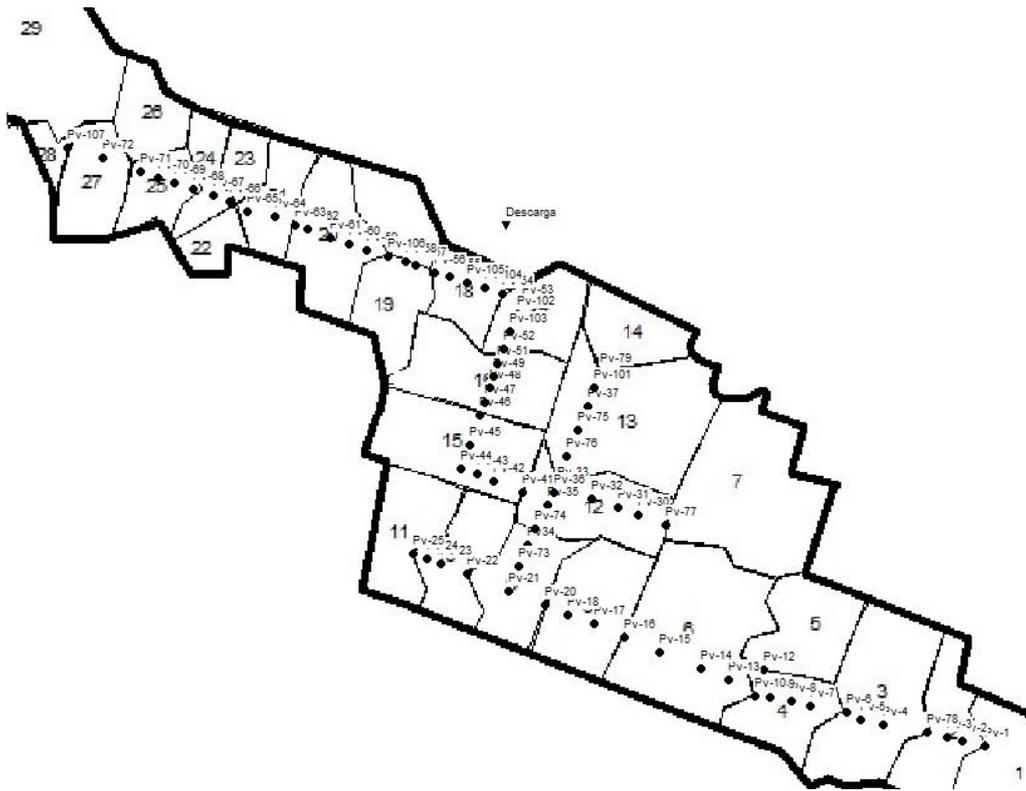


Figura 25. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretizacion con 29 sub cuencas.

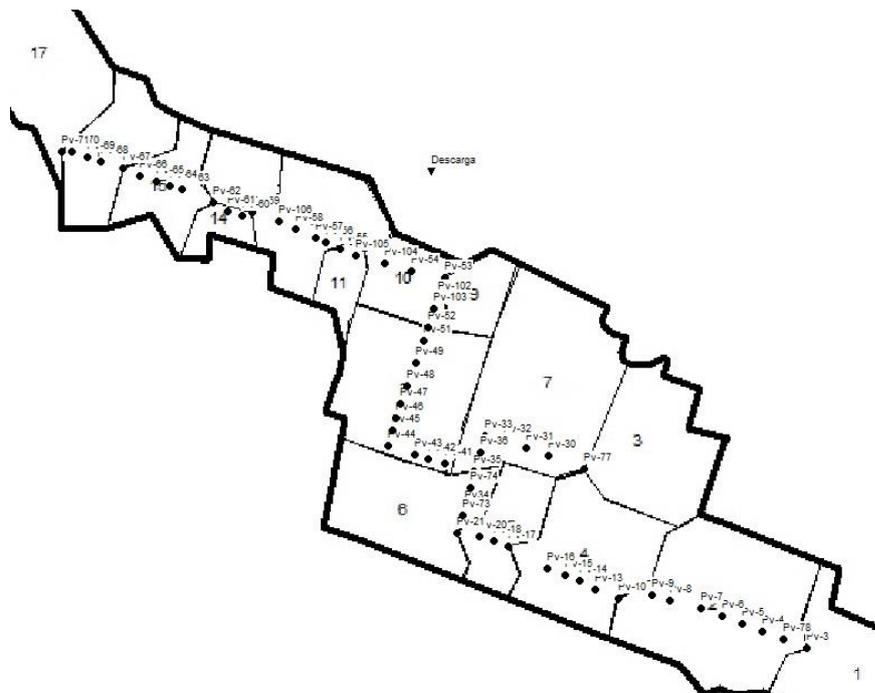


Figura 26. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretizacion con 17 sub cuencas.

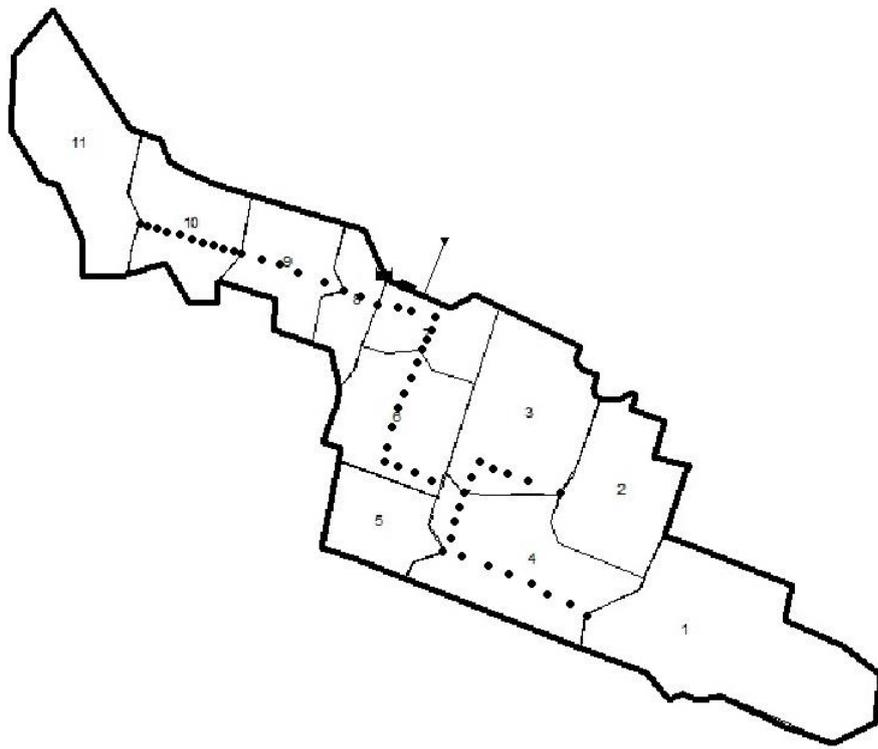
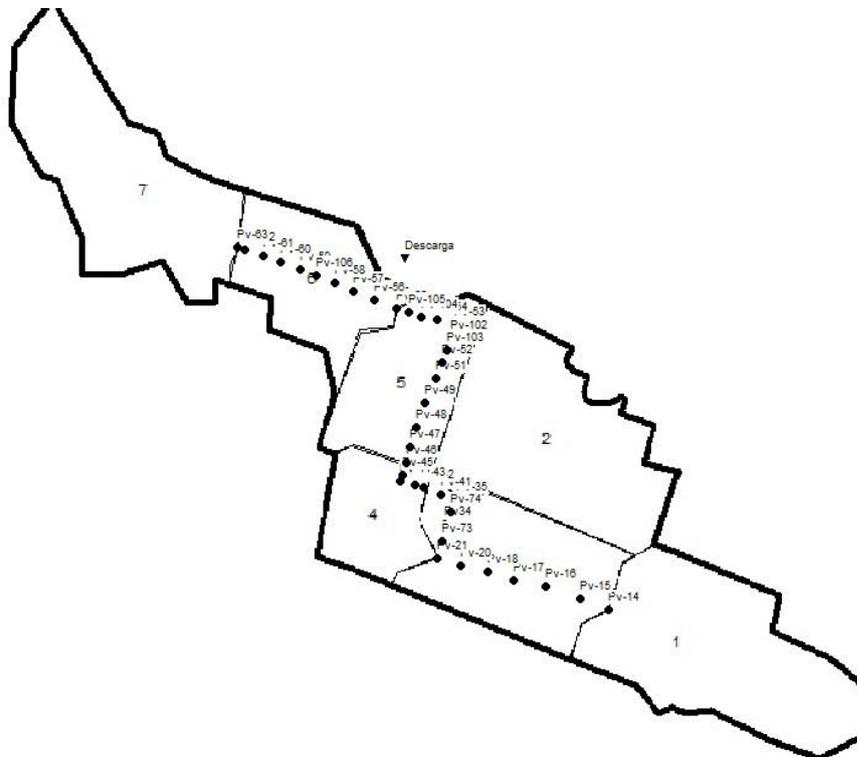


Figura 27. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretizacion con 11 sub



cuencas.

Figura 28. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretizacion con 7 sub cuencas.

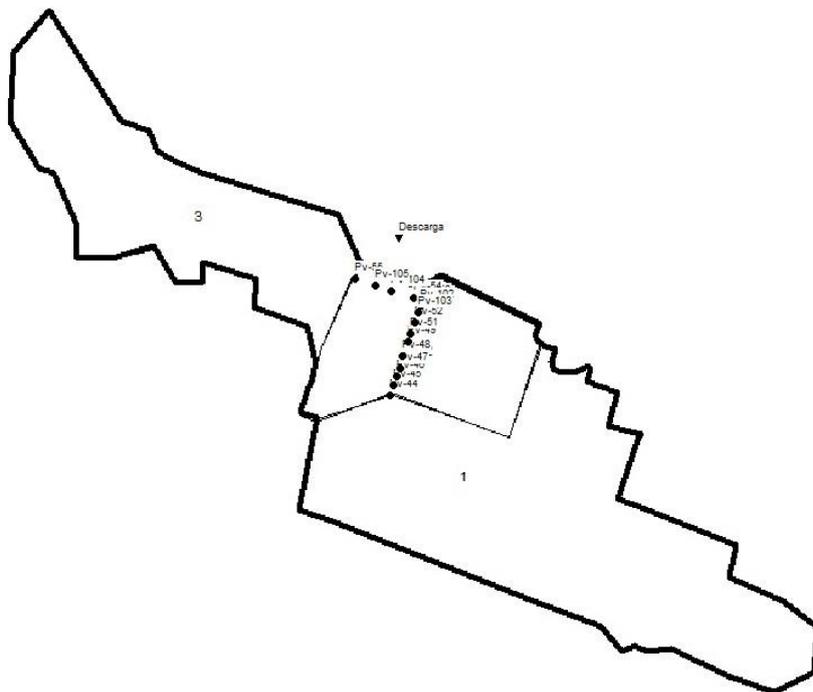


Figura 29. Desarrollo de la red de drenaje para el caso de la discretización con 3 subcuencas.

Para simulación que incluye el reservorio es necesario informar la relación área vs profundidad en el modelo SWMM. En ese sentido, primeramente se ha tenido en cuenta las dimensiones establecidas a partir del polígono diseñado, dentro del Proyecto de prevención de las inundaciones en la ciudad de Pilar (Rolón, 2000), en donde se encuentra dimensionada el área prevista dentro de la ciudad para los Reservorios de espera. Así mismo, para la definición de la curva que relaciona el área superficial que corresponde a cada profundidad, se ha asociado ésta área inundada, con respecto a las curvas de nivel contenidas dentro del polígono de reservorio. En la tabla 20 se observa las relaciones entre la cota correspondiente a cada área, y el total inundado que corresponde a ese valor de superficie. La cota de fondo definida para el dimensionamiento de reservorio es de 41.7 metros conforme a los datos de la curva de nivel. Con base en estos datos, la profundidad máxima de reserva resulto a 4.25 metros y la profundidad inicial del reservorio se ha establecido en 1.5 metros.

Áreas	Cota(mts)	Prof(mts)	Area_m ²	Area_km ²
Area_0	51,50	0,00	0	0
Areas_1	51,75	0,25	92	0.00009168
Areas_2	52,00	0,50	407	0.00040703
Areas_3	52,25	0,75	1.027	0.00102693
Areas_4	52,50	1,00	6.427	0.00642738
Areas_5	52,75	1,25	12.723	0.01272330
Areas_6	53,00	1,50	18.210	0.01821040
Areas_7	53,25	1,75	22.815	0.02281530
Areas_8	53,50	2,00	27.511	0.02751070
Areas_9	53,75	2,25	30.159	0.03015890
Areas_10	54,00	2.5	33.324	0.0333243
Areas_11	54,25	2.75	36.231	0.0362314
Areas_12	54,50	3	38.081	0.0380813
Areas_13	54,75	3.25	40.414	0.0404135
Areas_14	55,00	3.5	42.391	0.042391
Areas_15	55,25	3.75	44.325	0.0443248
Areas_16	55,50	4	46.035	0.0460348
Areas_17	55,75	4.25	46.640	0.0466395

Tabla 20. Relación Cota-Área Inundada en el reservorio.

La simulación que incluye el reservorio también considera la existencia de un sistema de bombeo. Para simular el sistema de bombeo en el modelo SWMM fue un caudal máximo igual al pico de caudal encontrado cuando fue simulada la cuenca concentrada para el evento de diseño analizado. El elemento fue instalado con la finalidad de trasladar el volumen generado por el escurrimiento superficial, y almacenado en el reservorio de espera, al cuerpo de agua receptor, situación que ocurre en periodos de crecidas de los ríos, en el cual, el sistema de desagote directo no es viable, ya que las compuertas son cerradas y comienza almacenamiento dentro del reservorio. La forma en el que el sistema de bombeo fue modelado en el SWMM fue la opción “tipo 2”, que permite describir el funcionamiento por una relación de Profundidad vs Caudal bombeado.

La curva de la bomba asumida, fue la misma para todos los escenarios, y corresponde a los valores mostrados en la tabla 21.

Profundidad (mts)	Caudal Bombeado (m ³ /seg)
0,00	0
0,25	10
0,50	20
0,75	30
1,00	38
4,00	38

Tabla 21. Curva característica de la Bomba, para el caso de estudio

Se consideró que la curva inicialmente se encuentra apagada, una vez el nivel del reservorio alcance los 4 metros de profundidad se ha ejecutado la orden de encendido, para volver al estado de apagado a los 1 metro de profundidad. El caudal asumido, como caudal máximo es el valor del caudal máximo obtenido en la modelación de la cuenca concentrada.

6.5 Variables analizadas

Los análisis realizados, fueron enfocados en cuatro variables resultantes a analizar; el proceso de modelación de la transformación de la lluvia en caudal, la propagación de este fenómeno en las redes de drenaje de caso de estudio; el caudal pico y el tiempo pico de los hidrogramas de proyectos resultantes de esta propagación, el volumen parcial de proyecto y la modelación del reservorio y la estación de bombeo, conforme varían los escenarios propuestos para la modelación.

En cuanto a los escenarios planteados para la modelación, si bien, se realiza un análisis del efecto de los niveles de discretización para las variables mencionada, también se considera que el caso de estudio presenta dos escenarios de trabajo, inicialmente el escenario en donde la red de drenaje descarga directamente al río, en periodos de estiaje, sin necesidad de almacenamiento del volumen generado por el escurrimiento superficial, que se aísla del cuerpo receptor por medio de un mecanismo de compuertas y, como segundo escenario de simulación se consideró el caso en el que estas compuertas se encuentran cerradas, y por ende, el volumen producido por efecto

del escurrimiento superficial es almacenado en un reservorio y trasladado al cuerpo receptor por medio de bombas. En la figura 24 se muestran los escenarios y las variables tomadas en cuenta para el análisis en los mismos.

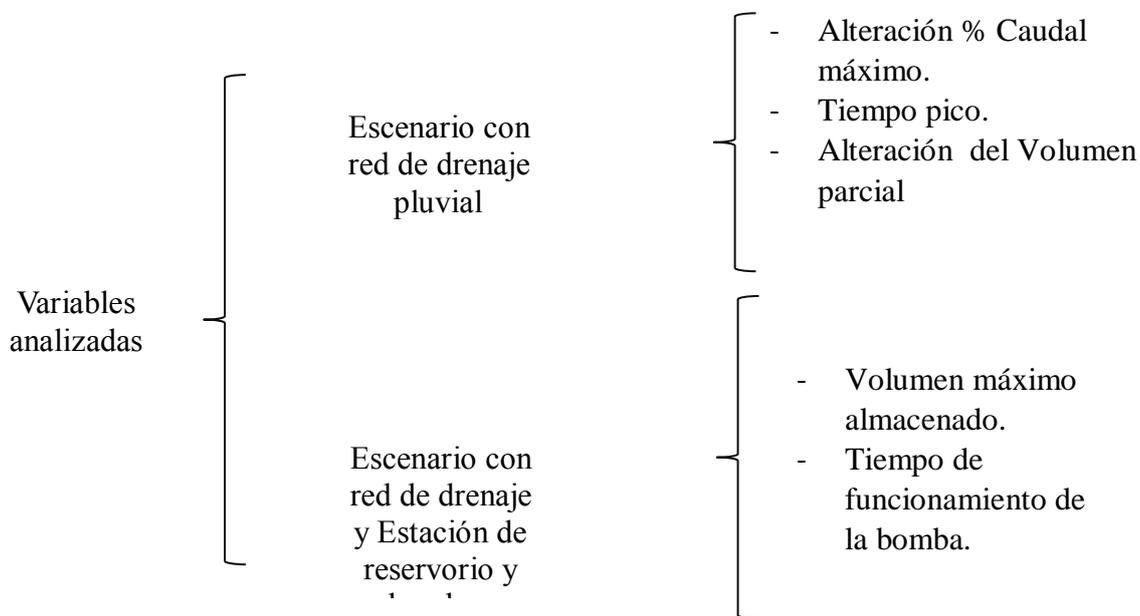


Figura 30. Variables analizadas para los diferentes escenarios

En el escenario con red de drenaje pluvial fueron analizadas las alteraciones porcentuales sufridas por el caudal máximo del hidrograma de proyecto, ecuación (15) así como el tiempo pico de ocurrencia de este caudal máximo, ecuación (16) con respecto a los diferentes niveles de discretizaciones espaciales asumidas. Como punto de comparación fue adoptado el valor de caudal máximo y tiempo de pico obtenido en la modelación de la cuenca concentrada. De esa forma los valores porcentuales calculados, muestran las alteraciones provocadas por las diferentes discretizaciones espaciales en la variable analizada con respecto a la cuenca concentrada.

Para esta comparación fueron tomados en consideración el punto de descarga de la cuenca, y los tramos C-45 y C- 69, para el primer tramo, es tomada la discretización (7sub) sub cuencas adicionales en la discretización, para el siguiente tramo el comportamiento fue analizado con las discretizaciones a partir de (11sub) en adelante.

$$dQ = [(Q_{\max(\text{subx})} - Q_{\text{conc}})/Q_{\text{conce}}] \times 100 \quad (17)$$

En donde:

dQ = Alteración porcentual del caudal pico para el escenario planteado.

Q_{conc} = Caudal máximo obtenido en la cuenca concentrada en m³/seg.

$Q_{\max(\text{subx})}$ = Caudal máximo correspondiente a los diferentes niveles de discretizaciones analizados en m³/seg.

$$dt_{\text{pico}} = [(t_{\text{pico}(\text{subx})} - t_{\text{pico}(\text{conc})})/T_{\text{pico}(\text{conc})}] \times 100 \quad (18)$$

En donde:

dt_{pico} = Diferencia de Tiempo de ocurrencia del caudal máximo en minutos.

$t_{\text{pico}(\text{conc})}$ = Tiempo pico del caudal máximo en la cuenca concentrada en minutos.

$t_{\text{pico}(\text{subx})}$ = Tiempo pico correspondiente a los diferentes niveles de discretizaciones analizados en minutos.

Así mismo, fueron analizados los volúmenes parciales que representan el volumen del hidrograma de proyecto que se encuentra arriba de un cierto caudal de corte, considerando en este trabajo igual al caudal de pico obtenido cuando la cuenca es modelada la cuenca en 38,18 m³/seg

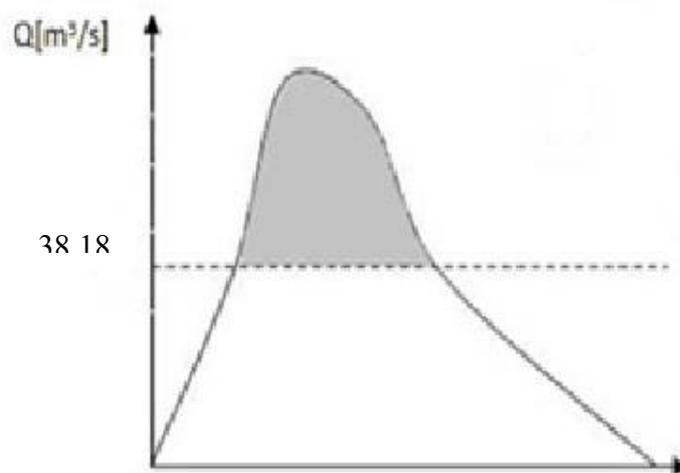


Figura 31. Volumen parcial del hidrograma de proyecto en el punto de descarga de la cuenca considerando un caudal de corte de 38,28 m³/seg. (Mahunguana, 2014)

En el escenario con red de drenaje y Estación de reservorio y bombeo, las variables analizadas en la modelación, correspondiente a las diferentes discretizaciones espaciales tomadas en consideración fueron: El volumen máximo de

almacenamiento en el reservorio y el tiempo total de funcionamiento de la bomba.

Finalmente un análisis complementario fue hecho, comparando los resultados en el caso de la cuenca concentrada, comparando los resultados obtenidos en el caudal máximo utilizando el método de SCS del hidrograma de proyecto y el método racional.

7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

7.1 Efecto de la Discretización espacial en el caudal pico del hidrograma de proyecto

En la figura 32 se presenta la variación porcentual de caudal pico en el punto de descarga de la cuenca, con relación a las alteraciones obtenidas con los distintos números de sub cuencas, para un evento con una duración de 24 horas y el intervalo de análisis de 5 minutos y periodo de retorno de 10 años. Se observa en esta figura que el caudal pico tiende a aumentar a medida que aumenta el número de sub cuencas consideradas para este análisis.

Para el caso de estudio analizado, se observa una alteración del 55 %, en el caudal pico, entre la discretización más detallada tomada en cuenta, que corresponde al escenario con 29 sub cuencas y la cuenca concentrada. Esta tendencia fue observada por (Mahunguana, 2014) en una cuenca urbana de Maputo, Mozambique, en donde la alteración en el pico del hidrograma de proyecto, para una duración de 24 horas, posición pico en el 50 % y un intervalo de análisis de 5 minutos, sufrió una variación del 69%. Este mismo comportamiento ha sido observado en una cuenca hipotética simplificada, con un aumento del 47 % en el valor del caudal pico (Mahunguana et al, 2013) citado por (Mahunguana, 2014).

El desarrollo del comportamiento de las alteraciones de caudal de pico, con respecto al aumento de las discretizaciones espaciales, presenta un patrón no lineal, conforme a lo observado en la figura 32 en donde la diferencia relativa porcentual entre los caudales de picos de los hidrogramas de proyecto (pendiente de las rectas que unen los puntos) fue reduciéndose, conforme fue aumentando el número de sub cuencas en la discretización espacial. Esta reducción fue más significativa entre (17sub) y (29sub), en donde la alteración porcentual entre ambos escenarios fue de apenas el 1%, lo que evidencia que conforme aumente el número de discretización de sub cuencas, se pueda llegar a un Área Elemental representativa (Wood et al, 1988), en donde el caudal pico del hidrograma de proyecto no sufra variaciones y donde las heterogeneidades de la cuenca sean totalmente representadas.

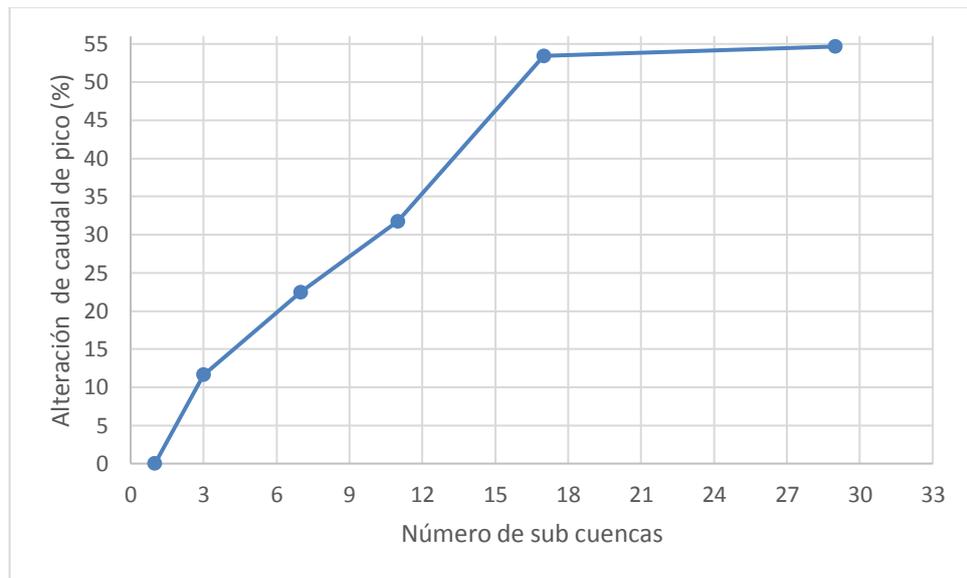


Figura 32. Alteración (%) caudal pico con diferentes escenarios de discretizaciones.

Así mismo fueron analizados dos tramos, correspondiente a conducciones que se encuentran dentro de la red de drenaje. Dado que el punto de descarga se encuentra en el centro de la cuenca, recibe aporte de dos importantes redes independientes ubicadas hacia la izquierda y derecha del modelo.

Para la comparación entre los caudales generados en ambos tramos de la red, se evaluaron los números de sub cuencas aportantes, aguas arriba, tomando como referencia el escenario de discretización (7sub) para el local situado a la derecha del modelo, y (11sub) como referencia para el local situado a la izquierda del modelo, considerando el momento de aparición de ambos tramos, una vez definidas estos números de sub cuencas, se asignó el porcentaje alteración del caudal, para cada grupo aportante.

Para el análisis de la red que se encuentra hacia la derecha del modelo, el cual soporta la mayor carga y en donde actualmente ocurre la mayor acumulación pluvial durante los eventos de lluvias, y en el cual se encuentran los barrios Obrero, Crucesita, Loma Clavel y parte de 12 de Octubre, se toma como punto de análisis el tramo C-54, que aparece a partir de la discretización en 3 sub cuencas. Las condiciones correspondientes a los grupos aportantes de sub cuencas aguas arriba, tomando como referencia el escenario (7sub), se desarrolla como sigue:

- En la discretización con (29sub): 16 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis, 11 subcuencas adicionales en la discretización.

- En la discretización con (17sub): 8 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis. 3 subcuencas adicionales en la discretización.
- En la discretización con (11sub): 6 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis. 1 subcuenca adicional en la discretización.
- En la discretización con (7sub): 5 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis. Sub cuenca tomada como referencia.

Para la red ubicada en la parte izquierda del modelo, que corresponde a la red que se desarrolla en parte del barrio 12 de octubre y todo el barrio General Díaz se toma como tramo de análisis el tramo C-69, que aparece a partir de la discretización de (7sub), utilizando la metodología anterior se ha definido la cantidad de sub cuencas que se encuentran aguas arriba y los grupos aportantes, tomando como referencia (11sub), desarrollándose de la siguiente manera:

- En la discretización con (29sub): 10 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis, 7 subcuencas adicionales en la discretización.
- En la discretización con (17sub): 6 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis. 2 sub cuencas adicionales en la discretización.
- En la discretización con (11sub): 3 subcuencas aguas arriba del tramo de análisis. Sub cuenca tomada como referencia.

En la figura 33 se observan los resultados obtenidos en ambos locales, con las consideraciones de sub cuencas adicionales en la discretización.

Para el caso del tramo C-54, considerando un máximo de (11sub) subcuencas adicionales se observa el aumento del caudal de pico, conforme aumentan el número de sub cuencas, el aumento porcentual, entre las discretizaciones de 7, tomada como referencia, y 29 sub cuencas, discretización más detallada, se observa un aumento de 27%.

En el tramo C-69, en donde se observa un máximo de (7sub) sub cuencas adicionales y se repite el comportamiento de aumento del caudal de pico conforme aumentan los números de escenarios aguas arriba, con una alteración porcentual del 23 % entre las discretizaciones (11sub) y (29sub).

Comparando estos resultados, con los obtenidos en el punto de descarga de la cuenca se observa un comportamiento similar, con los resultados próximos para el mismo número de sub cuencas consideradas.

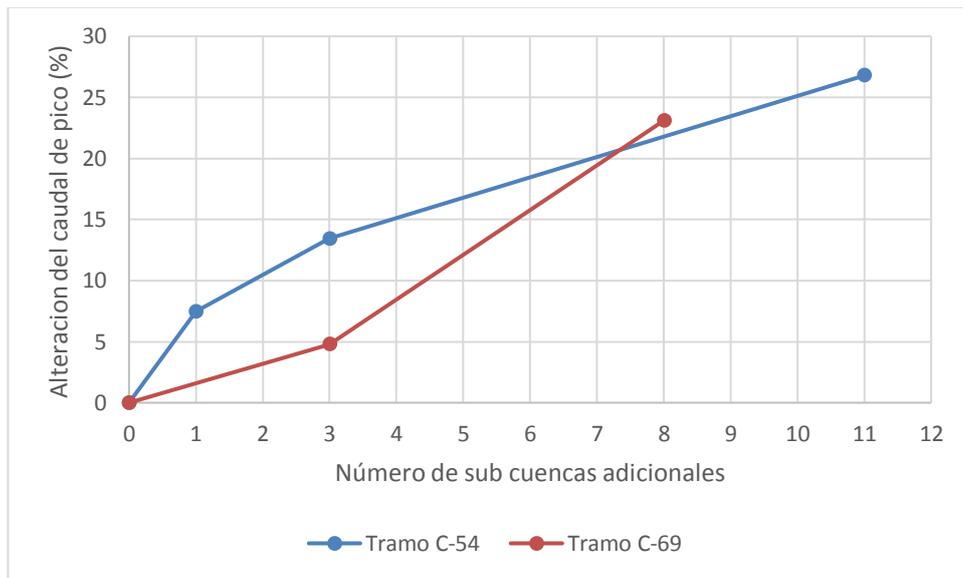


Figura 33. Alteración de caudal con respecto a la discretización de sub cuencas en los tramos C-54 y C-69

El caudal pico tiende a aumentar conforme aumenta el número de sub cuencas analizadas, este comportamiento se repite en los componentes del sistema de drenaje. Este comportamiento evidencia el efecto de la discretización espacial en los caudales picos en el punto de descarga de la cuenca, como dentro de la red de drenaje. Este hecho fue observado por (Marcor & Pedraza, 2001) cuando estudiaron los comportamientos de los caudales picos en una cuenca hipotética y una cuenca real, concluyendo que la escala espacial afecta significativamente los resultados de la simulación con el modelo SWMM.

7.2 Efecto de la Discretización espacial en el tiempo pico del hidrograma de proyecto

En las figura 34 es presentado el resultado obtenido de la variación del tiempo pico del hidrograma de proyecto con respecto a las diferentes discretizaciones espaciales consideradas en el análisis.

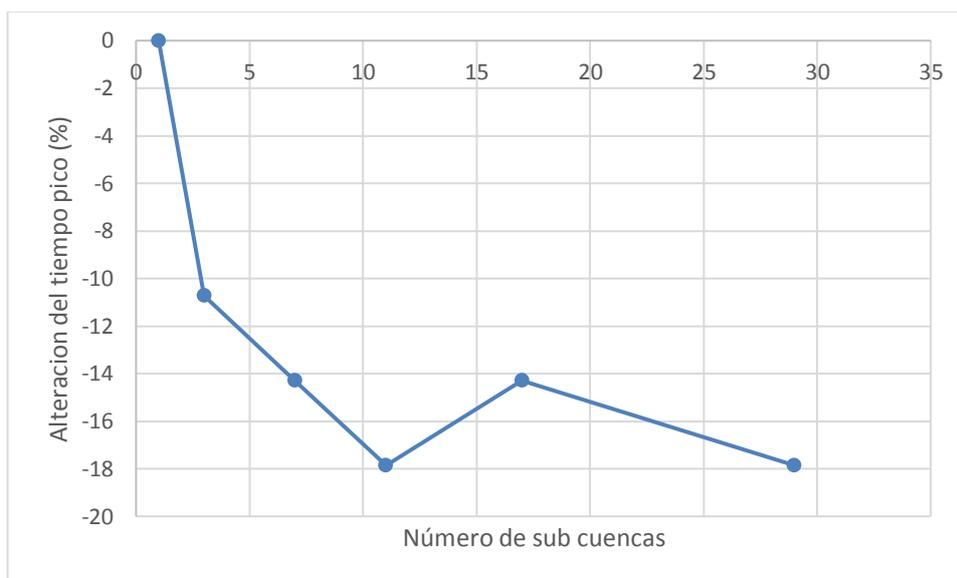


Figura 34. Alteración porcentual del tiempo pico, con diferentes números de sub cuencas en el punto de descarga de la cuenca.

Para el punto de descarga de la cuenca, se evidencia una disminución del tiempo pico de hidrograma de proyecto, conforme aumentan los números de sub cuencas. Existe una brecha significativa de disminución entre las discretizaciones 3 y 7, cuya diferencia corresponde a 11 %, sin embargo, al aumentar el número de discretizaciones, esta diferencia es menos marcada, hasta llegar a la discretización 17, en donde el tiempo para este escenario oscila en 4%, para asumir en la siguiente discretización un valor de 18%, para la (29sub), la discretización mas detallada, este valor coincide con valor del porcentaje obtenido para el escenario discretizado en (11sub). Los valores de los tiempos picos en las discretizaciones (7sub) y (17sub), presentan el mismo valor porcentual del tiempo pico, y la alteración porcentual máxima del tiempo pico con respecto a la cuenca concentrada es de 18%.

En la figura 35 se observa los resultados obtenidos para los tramos C-54 y C-69, utilizando la misma metodología aplicada en la obtención de caudales picos con respecto a cuencas adicionales, se observa que la alteración porcentual del tiempo pico del hidrograma de proyecto, presenta un patrón de comportamiento similar para ambos puntos de análisis ubicados en diferentes zonas de la cuenca.

Para el tramo C-54, se observa que el comportamiento del tiempo de pico oscila entre puntos máximos y mínimos, teniendo el mínimo valor en el escenario tomado como referencia (11sub) de (1sub) sub cuenca adicional, con una alteración del 8%, y volviendo a repetirse el mismo valor en el escenario (29sub), de (11sub) sub cuencas adicionales. Sin embargo, la reducción del tiempo pico es menor en las discretización de (17sub), con (3sub) sub cuencas adicionales, observándose una reducción del tiempo de pico del 4%.

Para el caso del tramo C-69, se observa el mismo comportamiento que en el tramo anterior, considerando que se toma como referencia (11sub), sin embargo, los valores máximos y mínimos oscilan entre 4% para el escenario de (29sub) y (11sub) y 0% para el escenario de (17sub).

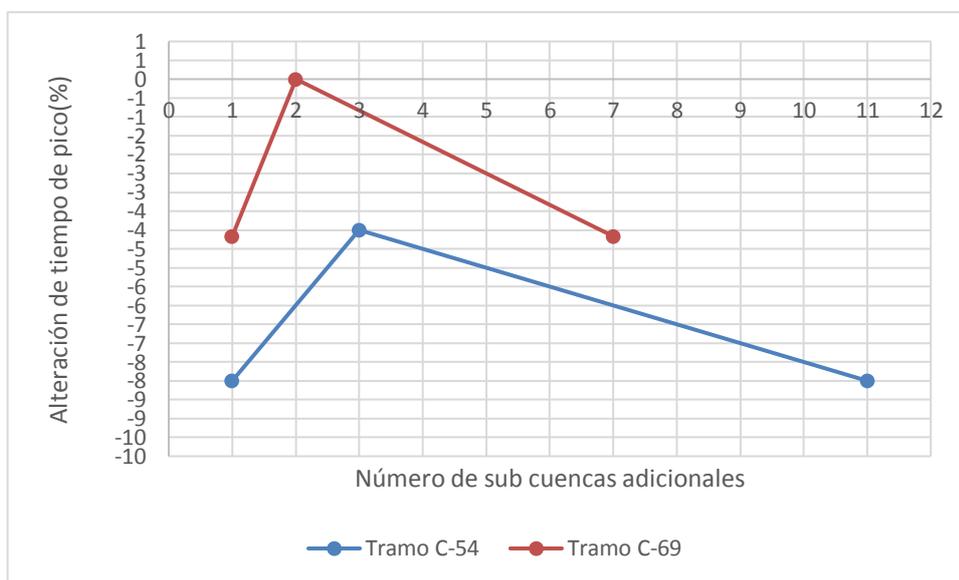


Figura 35. Alteración porcentual del tiempo pico, con diferentes números de sub cuencas en los pozos Pv-62 y Pv-51

De esta forma se observa que el comportamiento del tiempo pico tiende a reducirse conforme aumentan el número de sub cuencas de análisis, sin embargo, el patrón de reducción presenta oscilaciones con respecto a los puntos tomados como referencia. Este comportamiento oscilatorio es más evidente dentro de la red, en donde

se observa que con un menor número de cuencas adicionales, aguas arriba del punto de análisis, se obtiene una alteración porcentual menor. Para el caso del punto de descarga de la cuenca, si bien, este comportamiento oscilatorio solo se evidencia en un leve repunte del tiempo de pico para (17sub), la reducción total del tiempo pico en ese punto, corresponde a un valor del 18%. Esas alteraciones en el comportamiento pueden ser provocadas por el tamaño del intervalo de tiempo, haciendo que algunas veces el pico caiga en un intervalo o en el siguiente, como fue observado en los locales del interior de la cuenca.

Estos resultados demuestran que el efecto de la discretización espacial de la cuenca en sub cuencas, además de afectar el valor del caudal pico del hidrograma de proyecto, también afecta el tiempo en el que ocurre este caudal máximo. El tiempo pico para todos los puntos de análisis tiende a disminuir conforme aumenta en número de sub cuencas de estudio. Este comportamiento ha sido observado por (Marcor & Pedraza, 2001) concluyendo en su estudio, después de haber analizado un conjunto de cuencas reales e hipotéticas, que la red de drenaje proporciona almacenamiento al sistema. A medida que aumenta la escala, una parte de la red es removida y se produce una pérdida de almacenamiento. En consecuencia, los picos de los hidrogramas aumentan y se anticipan.

7.3 Efecto de la Discretización espacial en el volumen parcial del hidrograma de proyecto

Con respecto al volumen parcial del hidrograma de proyecto, la relación con un caudal de corte considerado como $38.18 \text{ m}^3/\text{seg}$, y un intervalo de tiempo de 5 minutos para un evento de 24 horas de duración. En la figura 36 se muestra el comportamiento del volumen parcial en metros cúbicos, entre el caudal de corte asumido, y los caudales sucesivos generados en los hidrogramas de diferentes discretizaciones espaciales a partir de la discretización en 3 sub cuencas.

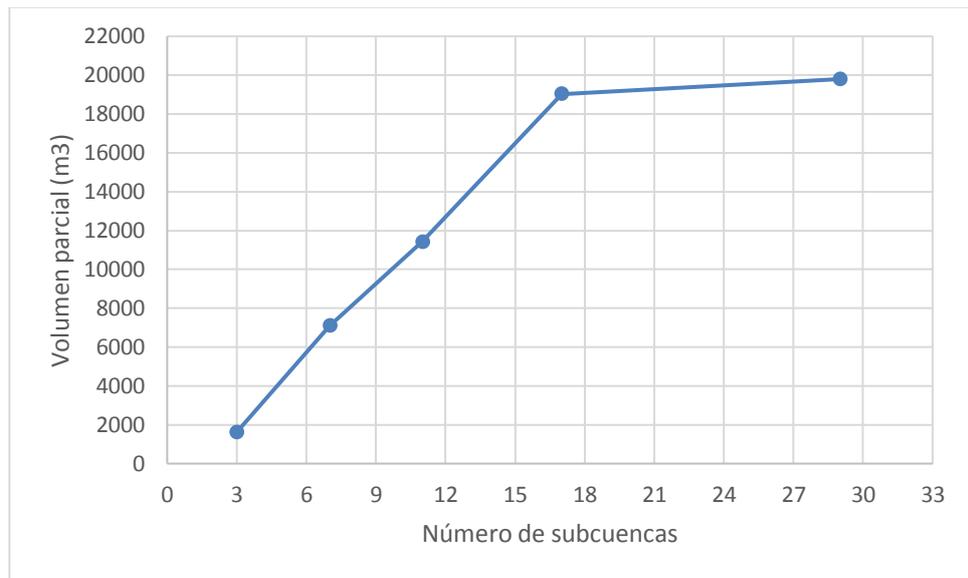


Figura 36. Alteración porcentual del volumen parcial con diferentes números de sub cuencas.

El volumen parcial tiende a aumentar conforme aumenta el número discretización de la cuenca en sub cuencas, asumiendo un valor máximo 19.798 m³, en la discretización de 29 sub cuencas. Este valor obtenido, en cuanto al volumen parcial, coincide con la condición de almacenamiento que plantea el estudio de caso, dado que, el área destinada para este ello, tiene un valor de 46.640 metros cuadrados. Es importante recordar que el volumen parcial es indicativo del volumen necesario en reservorio off-line en redes de drenaje pluvial. En este caso el caudal del by-pass sería aquel caudal correspondiente al caudal pico de la cuenca concentrada (38,18 m³/seg).

7.4 Efecto de la Discretización espacial en el volumen máximo del reservorio

Los resultados obtenidos del análisis para el dimensionamiento de reservorios de amortiguamiento, considerando el caso de estudio y las diferentes discretizaciones espaciales sugeridas se muestran en la figura 32m.

La variable analizada para el caso del reservorio, consiste en el volumen máximo de almacenamiento.

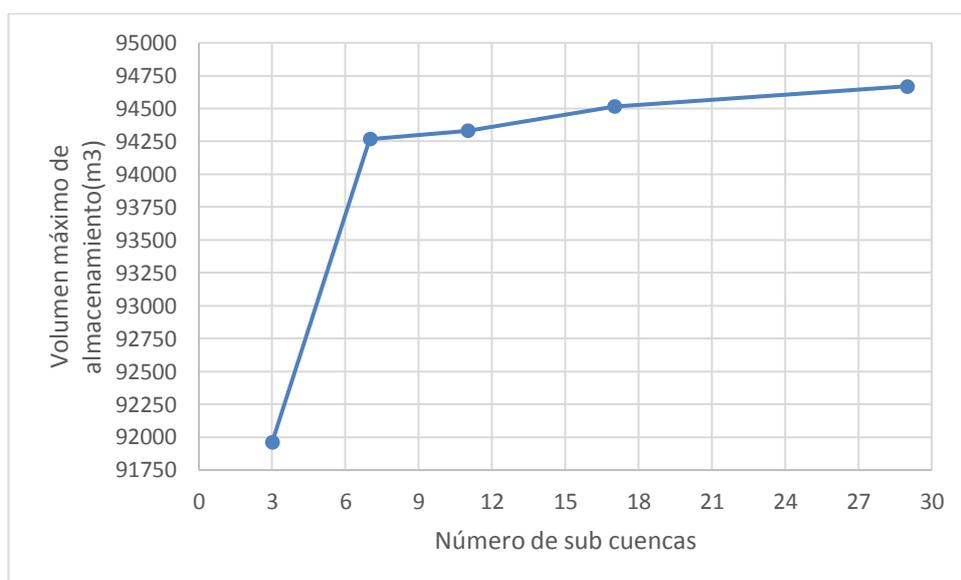


Figura 38. Alteración porcentual del volumen del reservorio

La alteración en el valor del volumen de almacenamiento, tiende a aumentar conforme aumenta el número de sub cuenca, se observa una brecha de aumento entre los escenarios (3sub) y (7sub), en donde hay un repunte de 2.332 m³, para posteriormente alcanzar un valor máximo de 94670 m³ en (29sub).

7.5 Efecto de la discretización espacial en el tiempo de funcionamiento de la bomba.

Dentro del diseño de la red de drenaje pluvial para el estudio de caso se dimensiona la instalación de una bomba para la caseta de bombeo ubicada al final de la red, esta estación de Bombeo tiene la función de trasladar el volumen almacenado, al arroyo Ñeembucú. Para este dimensionamiento se consideró la curva tipo 2, que relaciona el caudal trasladado correspondiente a las alturas definida por la curva de la Bomba.

La curva de la bomba fue dimensionada, considerando el caudal máximo generado para la red de drenaje sin bomba y reservorio, el caudal máximo de bombeo corresponde al caudal de pico obtenido para la cuenca concentrada, de $38 \text{ m}^3/\text{seg}$

En la figura 33 se observa la variación del tiempo promedio de trabajo de la bomba, para los diferentes escenarios en minutos, se evidencia un aumento del mismo, entre los escenarios de (3sub) y (7sub) se observa un aumento de 5 minutos, en el tiempo de funcionamiento de la bomba, sin embargo, en las demás discretizaciones se mantiene constante, con un tiempo de trabajo máximo de 60 minutos. Este comportamiento tiene relación con el volumen almacenado por el reservorio de amortiguamiento, dado que ambos componentes hidráulicos sufren una brecha considerable entre las (3sub) y (7sub) para posteriormente mantener un comportamiento constante en las demás discretizaciones.

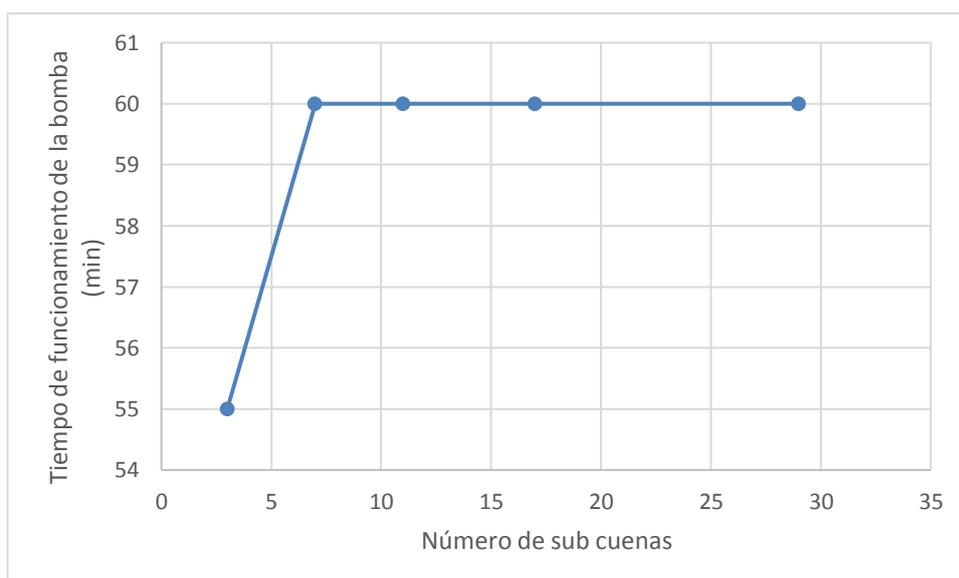


Figura 39. Alteración porcentual del tiempo de trabajo de la bomba para diferentes números de sub cuencas.

7.6 Comparación entre caudales de proyecto obtenidos por el método racional y el SCS CN para la cuenca concentrada.

Fueron analizados los caudales máximos obtenidos mediante el Método Racional, considerando que el tamaño total de la Cuenca concentrada en donde se encuentra contenida la zona de estudio tiene un área de 1,7 kilómetros cuadrados, variable necesaria para la aplicación del método. Los resultados obtenidos mediante este cálculo fueron comparados con el caudal máximo obtenido mediante el método SCS CN, simulado por el programa IPHS1.

El método racional define el caudal máximo de una cuenca, mediante el análisis de la curva IDF de la zona de estudio, de donde se extrae el valor de la Intensidad de la precipitación. En donde la variable de tiempo de retorno analizada, corresponde a la de 10 años y el valor del tiempo de concentración utilizado, equivale al promedio de los tiempos de concentración hallados por los diferentes métodos previstos según la metodología planteada

Así mismo, otra variable analizada es el coeficiente de escorrentía C , que para este caso, dada la incertezas en la selección de las clases para este método, se considera a la cuenca como una cuenca de clase única, y se clasificar en dos tipos de áreas que más se asemejan a los valores correspondientes a la tabla de coeficiente de escorrentía,: Para el primer escenario, se consideró la cuenca con un valor correspondiente a $C=0.825$ que resulta como media de los valores de la clase de edificación muy densa y después se calcula un segundo caudal máximo $C=0,65$ que corresponde a la media de los valores límite de la clase edificación no muy densa.

Con este criterio se obtienen dos valores de caudales máximos, para el método racional, para ser comparados con el valor obtenido con el método SCS-CN.

Cuenca	Area Km ₂	Caudal máximo (m ³ /s)	Método de Análisis
1	1,7	40	Método Racional C 0.825 Clase 1
		31	Método Racional C 0.65 Clase 2
		38	Método SCS-CN
Diferencia caudal con (Clase 1)		2,0	
Diferencia caudal con (Clase 2)		6,0	
Diferencia %		5,0	
Diferencia %		15	

Tabla 22. Diferencia entre el método Racional y el método SCS-CN

La diferencia obtenida, se muestra en la Tabla 22, por el método SCS-CN, el valor del caudal máximo es de 38 m³/seg. Para el caso de la clasificación de edificación muy densa, se obtiene un valor de 40m³/seg y para el escenario del tipo de suelo clase 2, con edificación no muy densa, se obtiene un caudal máximo de 31 m³/seg. En cuanto a porcentaje, la diferencia en porcentaje observado con la aplicación de ambos métodos, se encuentran entre los valores de 5 y 15%, esto es, analizando los tipos de suelo que fueron considerados para el cálculo por el método racional y el valor obtenido mediante la simulación por el método SCS-CN del IPHS1.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con el desarrollo de este trabajo, se buscó obtener respuestas a cuestionamientos planteados dentro del desarrollo de obras de drenajes pluviales para áreas con características de llanuras, particularmente para urbanizaciones ubicadas en llanuras de pantanales, como lo es la Ciudad de Pilar. Las variables de dimensionamiento analizadas en este trabajo fueron el caudal pico, el tiempo pico, el volumen parcial y el comportamiento de las estructuras de reserva y bombeo. Este trabajo ha estudiado la característica de llanura, y el efecto de esta en la generación de los hidrogramas de proyecto. Se diseñaron varios escenarios, para representar el efecto del criterio de dimensionamiento asociado a discretización espacial de la cuenca. Se ha tomado como cuenca de análisis, la cuenca urbana que contiene los Barrios Crucesita, Obrero, Loma Clavel, 12 de octubre y General Díaz de la Ciudad de Pilar, departamento de Ñeembucú.

Los resultados muestran que el valor del caudal máximo del hidrograma de proyecto, tiende a aumentar conforme aumentan el número de sub cuencas. Un aumento del 55 % en el caudal pico fue obtenido comparando los resultados entre la cuenca concentrada y el escenario con 29 sub cuencas para un evento de precipitación con un periodo de retorno de 10 años, duración 24 horas y el intervalo de tiempo de 5 minutos. De igual manera, con respecto a al comportamiento del caudal máximo dentro de la red, se han analizado los tramos intermedios C-54 y C-69, que corresponde a puntos de la red drenaje ubicados en ambos lados del desarrollo de la obra de drenaje, obteniéndose resultados similares para el mismo grado de discretización espacial.

Con relación al tiempo pico, este tiende a disminuir conforme aumenta el número de sub cuencas, para los puntos de análisis de descarga de la sub cuenca, si bien el patrón de este comportamiento es oscilatorio, tanto en el punto de descarga, como en los tramos C-54 y C-69 tienden a disminuir. Para el caso del punto de descarga, la disminución fue hasta el 18%.

Con respecto al volumen parcial del hidrograma de proyecto, los valores tienden a aumentar conforme aumentan los números de sub cuencas, alcanzando un valor de hasta 19.798 m³, con la mayor discretización analizada.

Para el caso del dimensionamiento del reservorio y la bomba, fueron evaluados el volumen máximo de reserva y el tiempo de funcionamiento de la bomba. Para el

caso del reservorio, se observó un aumento, del volumen almacenado de hasta 94.670 m³.

Considerando el análisis hecho para la bomba, el tiempo de funcionamiento de la bomba, permanece constante conforme aumenta el número de sub cuencas. Entre las discretizaciones (3_{sub}) y (7_{sub}) existe un aumento de 5 minutos, a partir del escenario (11_{sub}) hasta el (29_{sub}) el tiempo de funcionamiento de la bomba permanece constante, en 60 minutos.

Entonces, es evidente el efecto que la discretización espacial tiene sobre los hidrogramas de proyecto y por ende sobre el dimensionamiento, tanto de las estructuras de drenaje, como también, el dimensionamiento de reservorios de amortiguación y estaciones de bombeo, es recomendable que en el momento de la selección del nivel de discretización de las cuencas de estudio, se consideren las heterogeneidades de los procesos hidrológicos que ocurren dentro de la cuenca de estudio. Lo ideal sería seleccionar un nivel de discretización que se aproxime al Área Elemental Representativa que en este caso de estudio parece ser alcanzada a partir de la discretización en 29 sub cuencas.

8.1 Limitaciones del Trabajo.

Este trabajo tuvo como objetivo demostrar el comportamiento y las alteraciones que sufren ciertas variables ante el criterio de discretización espacial, tomando únicamente este criterio como punto de partida del análisis. Por ende, no se consideró como criterio de análisis una discretización temporal, dejando la variable de tiempo fija.

Las limitaciones de este trabajo se basan en la disponibilidad de datos, si bien se tiene datos de terreno y climatología, se sugiere una actualización de los mismos como futuros trabajos de investigación, dado que la ocurrencia de fenómenos climatológicos cada vez tienden a ser más intensos y de menor duración para esta zona, lo que puede generar incertidumbre a la hora de la definición de la climatología para proyectos.

De igual manera, se sugiere un trabajo de campo, para la clasificación de los tipos de suelo según la tabla de Coeficiente de Escorrentía, para poder obtener valores más precisos de este coeficiente, para la comparación entre el método racional y SCS-CN, que pueden ser hechos en otras investigaciones.

8.2 Recomendaciones.

Las recomendaciones de investigación se basan principalmente en la actualización de las informaciones que se utilizaron en este trabajo, también se propone el análisis del efecto de la discretización temporal sobre el terreno, así como también, aplicar la metodología adoptada en este trabajo para comprobar el comportamiento, en cuencas rurales de baja pendiente, ubicadas en zonas de humedales o pantanales, de manera a evaluar el comportamiento, principalmente del caudal pico y el tiempo en el que ocurre este caudal máximo.

En cuanto a recomendaciones para el estudio de caso, se sugieren medidas de control para la Gestión de Aguas Pluviales. Entre ellas, se plantea la incorporación, como medida no estructural, de un Plan Director de Drenaje Urbano, de manera a que sean reglamentadas medidas tendientes al control del aumento del escurrimiento superficial por urbanizaciones futuras y los criterios de proyecto que deben adoptar las nuevas obras de drenaje construidas dentro de la Ciudad. Una vez definida la Legislación relativa a la gestión de aguas pluviales, es conveniente la implementación de medidas estructurales de control de escurrimiento, considerando que según las diferentes simulaciones realizadas para este trabajo, se observaron cargas pluviales considerables que hacen que las secciones de las conducciones sean de grandes dimensiones, es por ello que se sugieren tomar medidas de control de escurrimiento, tales como el dimensionamiento de microreservorios dentro de la red. (Soares et al, 2001) observaron la eficiencia de los microreservorios en la reducción de los caudales picos de escurrimiento. También, se ha de considerar proyectos de construcción de más reservorios pluviales dentro de la Ciudad, que sirvan para aliviar la carga pluvial generada, y que en momentos en donde no ocurran crecidas pluviales, puedan ser utilizadas para esparcimiento de la población.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguero, R. (2004). Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados. Lima.
- Alvim de Castro, L. M., Baptista, M. B., & Barraud, S. (Octubre/Diciembre de 2009). Proposição de Metodologia para a Avaliação dos Efeitos da Urbanização nos Corpos de Água. RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 14(4), 113-123.
- Ávila Herrera, N., & Cárdenas López, J. D. (2015). Comparación de los métodos racional e hidrograma unitario para el cálculo de caudales en sectores hidrológicos rurales en el departamento de Tolima. Tesis de grado, Universidad Nacional de Colombia - Facultad de Ingeniería.
- Banco Mundial. (2012). Gestión Integral de Aguas Urbanas. Washington DC, Estados Unidos.
- Barberán Ortiz, R., Costa Toda, A., & Alegre Val, A. (Junio de 2008). Los costes de los servicios urbanos del agua. Un análisis necesario para el establecimiento y control de tarifas. Revista de Economía Pública, 123-155.
- Barrios Peña, M. I. (2009). Análisis de escabilidad espacial para un modelo conceptual de producción de escorrentía. Valencia.
- Barrios Peña, M. I. (2011). Estudio del efecto de escala espacial en un modelo hidrológico distribuido. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería y Medio Ambiente, Valencia.
- Bastidas, C. (s.f.). Manual para el uso del modelo hidrológico HEC-HMS. Facultad de Ingeniería - UCV, Departamento Ingeniería Hidrometeorológica.
- Casteñada Gutiérrez, C. A., Ortiz Rodríguez, O. N., & Vivas Medina, C. A. (2014). Estudio de creciente y cálculo de niveles máximos en el río Suaza en el cruce sobre la vía sustitutiva Pitalito - Garzón - Gigante del departamento del Huila. Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería, Bogotá D.C.
- Chow, V. T; Maidment, D.R; Mays, L.W. 1994. Hidrologia Aplicada. Mc Graw-Hill. ISBN 958-600-171-7
- Churchill, R. V., & Ward Brown, J. (1992). Variable Compleja y Aplicaciones (5 ed.). Madrid: McGraw-Hill.
- Cipolla, E., Braga da Silva, F., Filho, G., & Barros, R. (Julio/Setiembre de 2011). Avaliação da Distribuição de Velocidades em Uma Bomba Centrífuga Radial Utilizando Técnicas de CFD. RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 16(3), 1-79.

- Collischonn, W., & Tassi, R. (2008). Introduzindo hidrologia.
- Colmenárez, A., & Salazar, E. (2016). Modelo para la estimación de la producción de agua de uso doméstico.
- Corredor Rivera, J. L., & Peñaranda Vélez, V. M. (Junio de 2012). Identificación de los parámetros del modelo del número de curva y su incertidumbre mensual en la cuenca alta del río Bogotá. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 22(1), 75-93.
- Crespo, P., Cisneros, F., Torres, P., Calleri, R., & Feyen, J. (s.f.). Efecto de la escala de la información sobre el desempeño del modelo SWAT en una microcuenca de la montaña. X Congreso Ecuatoriano de la Ciencia del Suelo.
- Curi, W., Batista, A., & Aragao de Albuquerque, A. (Abril/Junio de 2012). Modelo de Otimização Combinado para a Operação de Sistemas de Distribuição de Água. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 17(2), 69-85.
- Da Silva, D. D. (2015). Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda. Tesis doctoral, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría-Facultad de Ingeniería Civil, La Habana.
- Da Silva, D., Martínez González, Y., & Jiménez Sáez, G. C. (Septiembre/Diciembre de 2014). Estimación de caudales máximos en una cuenca urbana de Luanda. *CIX Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 35(3), 3-19.
- De Melo Porto, R; Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção; *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Volume 8 n.3 Jul/Set 2003, pag 135-149
- Depettris, C. A., & Roberto, A. R. (1989). Modelos Hidrológicos. En V. Ponce, *Engineering Hydrology*. Prentice Hall.
- Dirección General de Protección y Conservación de los Recursos Hídricos. (2011). Criterios técnicos de limitación y codificación de cuencas, caso específico Región Oriental del Paraguay. Asunción.
- Dolz, J; Gomez, M. 1994. Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidraulico de las redes de colectores. Universidad Politecnica de Catalunya. Pag 55-66.
- Domingos da Silva, D., Escartín Sauleda, E. R., & Jiménez Sáez, G. C. (2014). Modelo digital de elevaciones de una zona urbana para la simulación hidrológica. *CIX - Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 35(2), 123-137.
- Donoso, M. (s.f.). Simulación de procesos industriales. Software Arena.

- ELECTROBRÁS-ANDE. (1997). Estudos dos rios da Regiao do Alto Paraná Paraguay (Vol. 5). Janeiro: Electroconsult Do Brasil LTDA; Morrison-Knudsen Internacional De Engenharia S.A.
- Fattorelli, S; Fernández, P.C. 2011. El diseño Hidrológico. INA-WASAGN. 2da Edicion. ISBN:978-987-05-2738-2
- flumen Dinámica fluvial i enginyerid hidrológica. (s.f.). Manual de utilización del programa HEC-HMS.
- Gómez Plaza, A., Castillo, V., & Albadalejo, J. (s.f.). Estudio de procesos hidrológicos a diferentes escalas (Marco teórico y propuesta metodológica).
- Gonzalez Acolt, R., Leal Medina, F. S., & Díaz Flores, M. (2016). La disponibilidad a pagar de las familias por mejorar el servicio de agua potable en la ciudad de Aguascalientes. En *Gestión y Ambiente* (1 ed., Vol. 19, págs. 63-77).
- González, V. (2013). Efecto de la discretización de la cuenca y modelo digital de elevaciones en la estimación de la erosión hídrica en cuencas de gran tamaño. Magister. Pontificia Universidad Católica De Chile, Escuela de Ingeniería.
- Guerra Cobián, V. H., Díaz Delgado, C., & Quentin, E. (s.f.). Efecto de la discretización espacial sobre las simulaciones de caudal con el modelo distribuido CEQUEAU. Quebec.
- Gutierrez, S. (2005). SWMM Modelo de Gestión de Aguas Pluviales.
- Gutierrez, S. C. 2005. Manual de Usuario SWMM 5.0. NRMRL
- Ibáñez Asensio, S., Moreno, R. H., & Gisbert Blanquer, J. M. (s.f.). Métodos para la determinación del tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrográfica. Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural, Producción Vegetal, Valencia.
- LEI, J; YANGBO, C; HUANYU, W. 2014. Urban flood simulation based on the SWMM model. Laboratory of Water Disaster Management and Hydroinformatics, Sun Yat-sen University, 135 Xingangxi Road,Guangzhou, China.
- Lopes da Silveira, A. L. (Junio/Marzo de 2005). Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 10(1), 5-23.
- Lopes da Silveira, A. L., & Desbordes, M. (1999). Modelo Hidrológico distribuido urbano com poucos parâmetros. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 4(1), 35-48.
- Macor, J. L., & Pedraza, R. A. (2006). Efectos de la discretización en la simulación de

escorrentía urbana. En Ingeniería del Agua (Vol. 13, págs. 35-46).

Mahunguana, M. J. (2014). Efeito da discretizacao espacio-temporal no manejo de águas pluviais. Instituto de Pesquisas Hidráulicas - Universidad Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Mahunguana, M. J., & Bravo, J. M. (Abril/Junio de 2015). Avaliação do efeito de critérios de projeto no dimensionamento de redes de macrodrenagem através da simulação hidrológico-hidráulica. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 20(2), 484 - 495.

Martínez González, I. (2015). Análisis del efecto laminador del cauce utilizando modelos fluviales bidimensionales. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.

Martins, W. (2016). Drenagem Urbana: Centro Histórico de Leiria. Leiria.

Mendez, M. 2012. Calibracion y validacion del modelo hidrológico SWMM en cuencas hidrográficas de alta pendiente en Costa Rica. Pag 20-32. Tecnologia en Marcha. Vol 26. N 2

Ministerio de Transporte y Comunicación. (s.f.). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Perú: DEE.

Nanía, L. S. (2007). Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1. (L. S. Nanía Escobar, Ed.) Granada.

Ning Sun, et Al. 2014. Impact of SWMM Catchment Discretization: Case Study in Syracuse, New York. Pag 223-234. Journal of Hidrologic Engineering.

Onesino, D., & Becerril. (2009). Datos prácticos de instalaciones hidráulicas y sanitarias. Mexico.

Pedraza, R. A. (2007). Efecto de escala sobre la simulación del flujo de agua superficial en áreas urbanas usando modelos basados en la onda cinemática. Córdoba.

Pedraza, R. A. (s.f.). Efectos de Escala sobre la Simulación del Flujo de Agua Superficial. Tesis doctoral.

Ponce, V.M. 1989. Engineering Hydrology. Capitulo 13. Editorial Prentice Hall.

Porto, R. (Julio/Septiembre de 2003). Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 8(3), 135-149.

Pusineri, G., Pedraza, R., & Lozeco, C. (s.f.). Uso de modelos digitales de elevación y de sistemas de información geográfica en la modelación hidrológica. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas - Universidad Nacional del litoral.

- Racca, J. (2007). Análisis hipsométrico, frecuencia altimétrica y pendientes medias a partir de modelos digitales del terreno. Rosario: Boletín del Instituto de Fisiografía y Geología.
- Rincón Ortiz, J. C., & Muñoz, M. F. (Mayo/Agosto de 2013). Diseño hidráulico de sistemas de drenaje dual a través del modelo SWMM. *Cix Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 34(2), 103-177.
- Rodriguez de Souza, L. (2012). Simulação hidrológica e aplicação de uma análise multivariada no estudo de chuva-vazão na bacia hidrográfica do Rio São Francisco. Campina Grande.
- San Miguel, M. d., & Pérez, M. M. (s.f.). Sistema de simulación de transformaciones lluvia-caudal (SSTLC).
- Sánchez, L. A., & Strippoli, V. (2009). Modelo hidrológico - hidráulico para evaluar un sistema de drenaje urbano en zonas planas. Coro.
- Souteiro Cândido, J. R. (2013). *MODELAÇÃO DINÂMICA DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM MEIO URBANO*. Lisboa.
- Sun, N., Hall, M., Hong, B., & Zhang, a. L. (2014). Impact of SWMM Catchment Discretization. Syracuse: American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000777
- Tucci, C. (2000). Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. *RBRH - Reviste Brasileira de Recursos Hídricos*, 5(1), 61-68.
- Tucci, C.E. M, 1993. *Hidrologia. Ciencia y Aplicacion*. UFRGDS EDITORA-ABRH. ISBN 978-85-7025-924-0
- Tucci, C.E. M, 1997. *Plano Director de drenagem urbana: Principios e Concepcao*. Revista Brasileira de Recursos Hidricos
- Velez, J. I; 2013. Estrategia de simulacion hidrológica distribuida; integracion conceptual de hidrologia, hidráulica y geomorfologia. *Rev. Acad. Colom. Cienc.*37(144): 393-409. ISSN 0370-2908
- Villaroel, L., Álvarez, J., & Maldonado, D. (2003). Aplicación del Análisis de Componentes Principales en el desarrollo de productos. Universidad Mayor de San Simón - Facultad de Ciencias y Tecnologías, Cochabamba.
- World Meteorological Organization; United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. (2012). *Glosario Hidrológico Internacional*. Ginebra: Organización Meteorológica Mundial (OMM).

10. ANEXOS

Tamaño de Discretización espacial	Hora de pico	Caudal Pico (m3/seg)	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
Cuenca Concentrada	2:20:00	38.18	0
3 Subcuencas	2:05:00	42.62	12
7 Subcuencas	2:00:00	46.75	22
11 Subcuencas	1:55:00	50.30	32
17 Subcuencas	2:00:00	58.57	53
29 Subcuencas	1:55:00	59.05	55

Anexo 1. Caudales picos para el escenario con red de drenaje punto de descarga de la cuenca.

Tamaño de Discretización espacial	Subcuencas aguas arriba	Sub cuencas adicionales	Caudal Pico (m3/seg)	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
7 Subcuencas	5	0	30	0
11 Subcuencas	6	1	32	7
17 Subcuencas	8	3	34	13
29 Subcuencas	16	11	38	27

Anexo 2. Caudales picos para el escenario con red de drenaje para el tramo C-54.

Tamaño de Discretización espacial	Subcuencas aguas arriba	Sub cuencas adicionales	Hora de pico	Caudal Pico (m3/seg)	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
11 Subcuencas	3	0	1:55:00	12	0
17 Subcuencas	6	3	2:00:00	13	5
29 Subcuencas	10	8	1:55:00	15	23

Anexo 3. Caudales picos para el escenario con red de drenaje para el tramo C-69.

Tamaño de Discretización espacial	Hora de pico	tiempo pico(min)	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
Cuenca Concentrada	2:20:00	140	0
3 Subcuencas	2:05:00	125	-11
7 Subcuencas	2:00:00	120	-14
11 Subcuencas	1:55:00	115	-18
17 Subcuencas	2:00:00	120	-14
29 Subcuencas	1:55:00	115	-18

Anexo 4. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto de descarga de la cuenca.

Tamaño de Discretización espacial	Hora de pico	tiempo pico(min)	Subcuencas aguas arriba	Sub cuencas adicionales	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
3 Subcuencas	2:05:00	125	0	0	0
7 Subcuencas	2:00:00	120	5	0	-4
11 Subcuencas	1:55:00	115	6	1	-8
17 Subcuencas	2:00:00	120	8	3	-4
29 Subcuencas	1:55:00	115	16	11	-8

Anexo 5. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto el tramo C-54.

Tamaño de Discretización espacial	Hora de pico	Subcuencas aguas arriba	Sub cuencas adicionales	tiempo pico(min)	Porcentaje de variación Con respecto a la cuenca concentrada
7 Subcuencas	2:00:00	2	0	120	
11 Subcuencas	1:55:00	3	1	115	-4
17 Subcuencas	2:00:00	6	2	120	0
29 Subcuencas	1:55:00	10	7	115	-4

Anexo 6. Tiempo de pico para el escenario con red de drenaje para el punto el tramo C-69.

Tamaño de Discretización espacial	Número de subcuencas	Volumen parcial
3 Subcuencas	3	1621
7 Subcuencas	7	7091
11 Subcuencas	11	11425
17 Subcuencas	17	13720
29 Subcuencas	29	18853

Anexo 7. Volumen parcial del hidrograma de proyecto.

		Reservorio	Bomba
Tamaño de Discretización espacial		Volumen Máximo (m3)	Tiempo de funcionamiento (min)
Cuenca Concentrada	1		
3 Subcuencas	3	91962	55
7 Subcuencas	7	94267	60
11 Subcuencas	11	94330	60
17 Subcuencas	17	94517	60
29 Subcuencas	29	94670	60

Anexo 8. Volumen máximo de almacenamiento y tiempo de funcionamiento de la bomba