

# UNIVERSIDAD DE SONORA

---

**División de Ingeniería**

**Departamento de Ingeniería Civil y Minas**

**Maestría en Ingeniería Urbana**



**“El saber de mis hijos  
hará mi grandeza”**

**Trabajo escrito:**

**“SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL SOSTENIBLE CON APLICACIÓN  
DE SIG PARA UNA SUBCUENCA URBANA EN LA CIUDAD DE  
HERMOSILLO, SONORA.”**

**Que para obtener el Grado de Maestría en Ingeniería Urbana:**

Línea terminal Construcción

Presenta

**Luis Javier Alvarado Galaviz**

Director de Tesis

**Dr. Arturo Ojeda de la Cruz**

# Repositorio Institucional UNISON



“El saber de mis hijos  
hará mi grandeza”



Excepto si se señala otra cosa, la licencia del ítem se describe como openAccess



"El saber de mis hijos  
hará mi grandeza"

# UNIVERSIDAD DE SONORA

## DIVISIÓN DE INGENIERÍA Maestría en Ingeniería Urbana Opciones Construcción y Valuación

Hermosillo, Sonora 27 de junio de 2022

**Dr. Jesús Quintana Pacheco**  
**Coordinador De la Maestría en Ingeniería Urbana**  
**Presente**

Por este medio, los abajo firmantes miembros del jurado para llevar a cabo la evaluación en la fase escrita y oral del **Ing. Alvarado Galaviz Luis Javier** con número de expediente **214204361**, que presenta el trabajo de tesis titulado "**Sistema de drenaje pluvial sostenible con la aplicación de SIG para una Subcuenca Urbana en la Ciudad de Hermosillo, Sonora**". Consideramos que el documento se encuentra listo para ser presentado en la fase oral de esta evaluación.

En espera que se realicen los trámites correspondientes, quedamos a su disposición para cualquier aclaración al respecto.

**ATENTAMENTE**

**Dr. Arturo Ojeda de la Cruz**  
**Director de Tesis**

**Dr. Marco Antonio Ramos Corella**  
**Secretario**

**Dr. Gerardo Ramírez Uribe**  
**Sinodal**

**Ing. Miguel Ángel Ruelas Vega**  
**Sinodal**

“El hidráulico ha de ser ante todo como un psicólogo del agua, un conocedor profundo de su naturaleza. No es con violencia como se pueden hurtar sus secretos, sino con amor; con esa comprensión que se deriva de una larga convivencia”

Enzo Levi (1914-1993)

## **DEDICATORIA**

Dedico el presente trabajo de tesis a mis queridos padres Nolberta Galaviz Rodríguez y Eusebio Cervantes Esquer, que sin su apoyo nada de esto hubiera sido posible, mis enormes agradecimientos por siempre, por ser mi motor y soporte de mi día a día, mi aliento en los peores momentos y mi motivo de seguir preparándome para hacerlos sentir orgullosos.

A mi madre, mi estrella en el cielo. Un gran ejemplo de fortaleza, superación y mi mayor inspiración mientras me esfuerzo en conseguir mis objetivos. Quien me acompañó en el camino hacia esta meta y quién con su huella perdurará por siempre en mi corazón. El recuerdo de su amor es la fuerza que me impulsa hasta donde estoy ahora. La amo por siempre y para siempre mi querida mamá.

De igual manera a mis hermanos Ruth Yadira Alvarado Galaviz y Juan Macario Alvarado Galaviz, gracias a sus lecciones aprendí tanto de la vida académica como personal desde muy pequeño, no hay forma de expresar con palabras mi eterno agradecimiento hacia ustedes, este logro también es por y para ustedes, espero hacerlos sentir orgullosos de su hermano, el más pequeño, muchas gracias, los amo con el alma.

Y a quienes de igual manera, han sido una parte muy importante para mí, mis sobrinos, Romeo, Juan Karlo, Kimberly y Astrid.

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero que todo, dar gracias a Dios por prestarme vida y salud para lograr la culminación de esta etapa en mi vida, la cual estuvo llena de aprendizajes que me forman como profesionista y aún más importante, como ser humano.

Agradezco enormemente a mi director de tesis, el Dr. Arturo Ojeda de la Cruz, quien gracias a su arduo apoyo, se logró la culminación de este trabajo, infinitas gracias Dr., de igual manera a mis dos sinodales Dr. Gerardo Ramírez Uribe y al Dr. Marco Antonio Ramos Corella, y a mi sinodal externo el Ing. Miguel Ángel Ruelas Vega.

De igual forma no puedo dejar de dar gracias al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por brindarme el apoyo económico a lo largo de mi estadía en la Maestría en Ingeniería Urbana en la Universidad de Sonora.

Mi enorme agradecimiento de igual manera, a los amigos que me acompañaron a lo largo del desarrollo de este documento, que me alentaron a culminarlo, y también dar gracias a las empresas que me ofrecieron su apoyo para realizar parte de esta investigación.

## RESUMEN

El diseño de los sistemas de drenaje pluvial con ayuda de un modelo de simulación hidrológico-hidráulico tiene por objetivo conocer el comportamiento del sistema actual y proponer un sistema de drenaje que permite tener la capacidad de desalojo en el menor tiempo posible (Guilberto, Varela, Yamanaka, Russi, & García, 2015).

El caso de estudio del desarrollo de la presente tesis se enfoca específicamente en la subcuenca obtenida a través de la modelación del flujo en el Sistema de Información Geográfica (ArcGIS) y en su relativa comparación con la subcuenca obtenida a través del Colegio de Arquitectos de Hermosillo, modificada de la subcuenca “SCC05” del Instituto Municipal de Planeación Urbana de Hermosillo; esto, con miras a establecer medidas de solución en la mitigación de inundaciones a causa de las escorrentías atípicas.

Se busca de igual manera, establecer las bases para llevar a cabo una política pública relacionada al manejo hídrico en la mitigación de inundaciones en la región, lo que repercute directamente en la utilización del concepto “Impacto Hidrológico Cero”, que busca disminuir los efectos ocasionados por el incremento en las precipitaciones anuales.

Para el desarrollo de este procedimiento, se definió propiamente la microcuenca de estudio, y se analizó el registro histórico de lluvias máximas diarias anuales que se presentaron en la estación meteorológica con datos más certeros, logrando procesar un registro de 36 años (periodo 1982-2018). Se aplicó el método racional para determinar el gasto máximo en la microcuenca para un periodo de retorno de 10 años y una duración de la tormenta igual al tiempo de concentración. De igual manera y con ayuda de ArcGIS, se obtuvieron las líneas de corriente presentes en el sitio. Posterior a eso, se analizaron dos estrategias de solución al problema, las cuales involucran medidas tradicionales e innovadoras, haciendo uso de softwares adicionales para plantear una estrategia de solución ligada al diseño de un Sistema Urbano de Drenaje Sostenible.

**PALABRAS CLAVE:** Drenaje pluvial, mitigación de inundaciones, simulación hidráulica, sistemas de drenaje, ArcGIS, modelo 3D, impacto hidrológico cero.

## **ABSTRACT**

The design of rainwater drainage systems with the help of a hydrological-hydraulic simulation model has the objective of knowing the behavior of the current system and proposing a drainage system that allows to have the ability to evacuate in the shortest possible time (Guilberto, Varela, Yamanaka, Russi, & García, 2015).

The case study of the development of this thesis focuses specifically on the sub-basin obtained through the modeling of the flow in the Geographic Information System (ArcGIS) and on its relative comparison with the sub-basin obtained through the College of Architects of Hermosillo, modified from the sub-basin “SCC05” of the Municipal Institute of Urban Planning of Hermosillo; this, with a view to establishing solution measures in the mitigation of floods caused by atypical runoff.

Likewise, it seeks to establish the bases to carry out a public policy related to water management in the mitigation of floods in the region, which has a direct impact on the use of the “Zero Hydrological Impact” concept, which seeks to reduce the effects caused by the increase in annual rainfall.

For the development of this procedure, the study micro-basin was properly defined, and the historical record of annual maximum daily rains that occurred in the meteorological station was analyzed with more accurate data, managing to process a record of 36 years (period 1982-2018). The rational method was applied to determine the maximum flow in the micro-basin for a return period of 10 years and a duration of the storm equal to the concentration time. Similarly, and with the help of ArcGIS, the current lines present at the site were obtained. After that, two solution strategies to the problem were analyzed, involving traditional and innovative measures, making use of additional software to propose a solution strategy linked to the design of a Sustainable Urban Drainage System.

**KEYWORDS:** Storm drainage, flood mitigation, hydraulic simulation, drainage systems, ArcGIS, 3D model, zero hydrological impact.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>DEDICATORIA</b> .....	3
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	4
<b>RESUMEN</b> .....	5
<b>ABSTRACT</b> .....	6
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	9
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	11
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES</b> .....	14
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	15
<b>1.1 Antecedentes</b> .....	16
<b>1.2 Macrolocalización</b> .....	18
<b>1.3 Microlocalización</b> .....	18
<b>1.4 Justificación</b> .....	19
<b>1.5 Planteamiento del problema</b> .....	21
<b>1.6 Objetivos</b> .....	22
<b>2.0 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA</b> .....	23
<b>2.1 Escurrimiento de agua superficial urbano</b> .....	23
<b>2.1.1 Sistema de drenaje convencional</b> .....	25
<b>2.1.2 Sistema Urbano de Drenaje Sostenible</b> .....	30
<b>2.2 Marco Normativo</b> .....	34
<b>3.0 METODOLOGÍA</b> .....	39
<b>3.1 Análisis Hidrológico</b> .....	42
<b>3.2 Análisis Geográfico aplicando un SIG</b> .....	47
<b>3.3 Análisis Fisiográfico</b> .....	52

<b>3.3.1 Pendiente media del cauce principal</b> .....	52
<b>3.3.2 Coeficiente de escurrimiento</b> .....	53
<b>3.3.3 Tiempo de concentración</b> .....	55
<b>3.3.4 Gasto máximo en la microcuenca</b> .....	56
<b>3.4 Canal rectangular embovedado</b> .....	57
<b>3.4.1 Diseño de bocas de tormenta</b> .....	60
<b>3.5 Diseño del SUDS de detención/infiltración</b> .....	67
<b>4.0 RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b> .....	73
<b>4.2 Alternativas de solución</b> .....	83
<b>4.2.1 Alternativa 1. Canal rectangular embovedado</b> .....	84
<b>4.2.1.1 Diseño de boca de tormenta</b> .....	86
<b>4.2.2 Alternativa 2. Canal rectangular embovedado y diseño de SUDS.</b> .....	87
<b>4.2.2.1 Diseño de boca de tormenta</b> .....	92
<b>5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	99
<b>5.1 Conclusiones</b> .....	99
<b>5.2 Recomendaciones</b> .....	102
<b>6.0 REFERENCIAS</b> .....	107
<b>7.0 ANEXOS</b> .....	113
<b>7.1 Análisis de las precipitaciones para Tr de 2, 5 , 20, 25, 50 y 100 años.</b> .....	113
<b>7.2 Cálculo del Coeficiente C de Escurrimiento</b> .....	117
<b>7.3 Cálculo del tiempo de concentración (Tc)</b> .....	123
<b>7.4 Diseño del SUDS del tipo detención/ infiltración</b> .....	124

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- RÍO SONORA EN 1984.....	17
FIGURA 2.- MUNICIPIO DE HERMOSILLO, SONORA. ....	18
FIGURA 3.- PARTEAGUAS DE LA SUBCUENCA URBANA EN LA ZONA DE ESTUDIO. ....	19
FIGURA 4.- ÁREA INUNDADA EN BLVD. NAVARRETE Y CALZADA DE LOS ÁNGELES POR LLUVIAS DEL 3 JULIO DE 2021 .....	22
FIGURA 5.- IMPACTOS DE LA URBANIZACIÓN EN EL CICLO DEL AGUA.....	23
FIGURA 6.- SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL, TIPO CONVENCIONAL. ....	26
FIGURA 7.- SISTEMA DE DRENAJE COMBINADO.....	27
FIGURA 8.- METODOLOGÍA PARA LA PROPUESTA DEL DRENAJE PLUVIAL URBANO. ....	28
FIGURA 9.- EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LOS SUDS.....	33
FIGURA 10.- INUNDACIÓN EN CRUCE DE BLVD. NAVARRETE Y BLVD. LAS QUINTAS POR LLUVIAS DEL 3 JULIO DE 2021 .....	40
FIGURA 11.- INUNDACIÓN, CRUCE DE BLVD. NAVARRETE Y CALZADA SAN BERNARDINO POR LLUVIA DEL 3 JULIO DE 2021.....	41
FIGURA 12.- UBICACIÓN GEOGRÁFICA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA 26040. ....	43
FIGURA 13.- VALORES DEL COEFICIENTE K.....	45
FIGURA 14.- PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS CURVAS PDTr Y HIETOGRAMA.....	47
FIGURA 15.- PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS GEOGRÁFICO APLICANDO UN SIG.....	51
FIGURA 16.- SECCIÓN TÍPICA DE UN CANAL RECTANGULAR.....	57
FIGURA 17.- TIPOS DE BOCA DE TORMENTA.....	60
FIGURA 18.- UBICACIÓN DE BOCAS DE TORMENTA 1. ....	62
FIGURA 19.- UBICACIÓN DE BOCAS DE TORMENTA 2. ....	62
FIGURA 20.- COLADERA DE PISO.....	63
FIGURA 21.- VISTA EN PERFIL DE LA COLADERA DE PISO O TUBO ALBAÑAL.....	63
FIGURA 22.- PARA EL CÁLCULO DEL PERÍMETRO DE LA REJILLA.....	64
FIGURA 23.- PERFILES DE CALLE SOBRE EL BLVD. JUAN NAVARRETE, (COTAS EN METROS) .	66
FIGURA 24.- EJEMPLO DE DISEÑO DE UN SISTEMA STORMTECH. ....	68
FIGURA 25.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS CÁMARAS MC-7200 (1).....	70
FIGURA 26.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS CÁMARAS MC-7200 (2).....	71

FIGURA 27.- DETALLE DEL PUERTO DE INSPECCIÓN DE 4".	71
FIGURA 28.- DETALLE DEL DESAGÜE DE 6".	72
FIGURA 29.- CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO.	75
FIGURA 30.- CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA.	76
FIGURA 31.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 10 AÑOS.	77
FIGURA 32.- SOFTWARE ARCGIS CON SUBCUENCA SCC05, MICROCUENCAS Y LÍNEAS DE CORRIENTE.	78
FIGURA 33.- MICROCUENCAS DE ESTUDIO, LÍNEAS DE CORRIENTE Y CAUCE PRINCIPAL.	78
FIGURA 34.- MICROCUENCAS DE APORTACIÓN AL ÁREA DE ANÁLISIS.	79
FIGURA 35.- SECCIÓN DE DISEÑO PARA CANAL EMBOVEDADO.	85
FIGURA 36.- CROQUIS DE CANAL RECTANGULAR Y REJILLAS DE RECOLECCIÓN.	86
FIGURA 37.- REJILLA TIPO IRVING.	87
FIGURA 38.- SECCIÓN DE DISEÑO DE SEGUNDA PROPUESTA.	88
FIGURA 39.- COMPONENTES DE UN SISTEMA DE CÁMARAS STORMTECH.	89
FIGURA 40.- MANIFOLD Y ESTRUCTURA DE ENTRADA/ SALIDA.	90
FIGURA 41.- INSTALACIÓN DE UN SISTEMA ADS STORMTECH (VISTA LATERAL/FRONTAL).	90
FIGURA 42.- INSTALACIÓN DE CÁMARAS (ACOPLAMIENTO).	90
FIGURA 43.- UBICACIÓN SISTEMA ADS STORMTECH.	91
FIGURA 44.- CÁLCULO DE GEOMETRÍA DE PRIMERA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA UN TR DE 10 AÑOS.	104
FIGURA 45.- CÁLCULO DE GEOMETRÍA DE PRIMERA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA UN TR DE 25 AÑOS.	105
FIGURA 46.- CÁLCULO DE GEOMETRÍA DE PRIMERA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA UN TR DE 50 AÑOS.	106
FIGURA 47.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 2 AÑOS.	113
FIGURA 48.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 5 AÑOS.	114
FIGURA 49.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 20 AÑOS.	115
FIGURA 50.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 25 AÑOS.	115
FIGURA 51.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 50 AÑOS.	116
FIGURA 52.- HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UN TR DE 100 AÑOS.	117

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.- COMPONENTES PRINCIPALES DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL. ....	29
TABLA 2.- PERÍODOS DE RETORNO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS MENORES.....	44
TABLA 3.- RESULTADO DE LAS PRECIPITACIONES CORREGIDAS POR EL FACTOR DE CONVERSIÓN POR CONVECCIÓN. ....	45
TABLA 4.- VENTAJAS DE ARCGIS SOBRE OTROS SOFTWARES. ....	48
TABLA 5.- VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ( C ) DEL MÉTODO RACIONAL..	53
TABLA 6.- COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ( C ), DE ACUERDO CON EL USO DE SUELO Y PERÍODOS DE RETORNO.....	54
TABLA 7.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES Y PERÍODOS DE RETORNO PARA 36 AÑOS DE DATOS. .....	73
TABLA 8.- CONSTRUCCIÓN DE CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO.	75
TABLA 9.- CONSTRUCCIÓN DE CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO. ....	76
TABLA 10.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=10 AÑOS).....	77
TABLA 11.- DATOS BÁSICOS DE LAS MICROCUENCAS DE ESTUDIO.....	80
TABLA 12.- CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL (MÉTODO DE LAS ELEVACIONES).....	80
TABLA 13.- CONCENTRADO DE COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO. ....	81
TABLA 14.- CONCENTRADO DE TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN. ....	81
TABLA 15.- APLICACIÓN DEL MÉTODO RACIONAL PARA LA ESTIMACIÓN DE CAUDAL, PARA UN TR DE 10 AÑOS. ....	82
TABLA 16.- APLICACIÓN DEL MÉTODO RACIONAL PARA LA ESTIMACIÓN DE CAUDAL, PARA UN TR DE 25 AÑOS. ....	82
TABLA 17.- APLICACIÓN DEL MÉTODO RACIONAL PARA LA ESTIMACIÓN DE CAUDAL, PARA UN TR DE 50 AÑOS. ....	82
TABLA 18.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=2 AÑOS). .....	113
TABLA 19.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=5 AÑOS). .....	113

TABLA 20.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=20 AÑOS).....	114
TABLA 21.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=25 AÑOS).....	115
TABLA 22.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=50 AÑOS).....	116
TABLA 23.- ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE HIETOGRAMA (Tr=100 AÑOS).....	116
TABLA 24.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS1. (MÉTODO 1).....	117
TABLA 25.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS2. (MÉTODO 1).....	118
TABLA 26.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS3. (MÉTODO 1).....	118
TABLA 27.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS4. (MÉTODO 1).....	118
TABLA 28.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS5. (MÉTODO 1).....	119
TABLA 29.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS6. (MÉTODO 1).....	119
TABLA 30.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS7. (MÉTODO 1).....	120
TABLA 31.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS1. (MÉTODO 2).....	120
TABLA 32.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS2. (MÉTODO 2).....	120
TABLA 33.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS3. (MÉTODO 2).....	121
TABLA 34.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS4. (MÉTODO 2).....	121

TABLA 35.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS5. (MÉTODO 2). .....	122
TABLA 36.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS6. (MÉTODO 2). .....	122
TABLA 37.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C PARA MICROCUENCA MS7. (MÉTODO 2). .....	122
TABLA 38.- CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (MÉTODO DE KIRPICH). .....	123
TABLA 39.- CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (MÉTODO DE BRANSBY-WILLIAMS). .....	123
TABLA 40.- CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (MÉTODO DE ROWE).....	124

## ÍNDICE DE ECUACIONES

ECUACIÓN 1.- FÓRMULA DE WEIBULL PARA LA ESTIMACIÓN DE PERÍODOS DE RETORNO (Tr). .....	43
ECUACIÓN 2.- ECUACIÓN GENERALIZADA DE FREDERICK CHARLES BELL. ....	46
ECUACIÓN 3.- MÉTODO DE LAS ELEVACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL. ....	52
ECUACIÓN 4.- FÓRMULA DEL MÉTODO DE KIRPICH. ....	55
ECUACIÓN 5.- FÓRMULA DEL MÉTODO DE ROWE.....	56
ECUACIÓN 6.- FÓRMULA DEL MÉTODO DE BRANSBY-WILLIAMS. ....	56
ECUACIÓN 7.- MÉTODO RACIONAL PARA LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES.....	57
ECUACIÓN 8.- ECUACIÓN DEL GASTO PARA EL DISEÑO DE CANALES RECTANGULARES. ....	58
ECUACIÓN 9.- FÓRMULA DE MANNING PARA LA VELOCIDAD DEL FLUJO.....	59
ECUACIÓN 10.- ECUACIÓN DE FROUDE PARA EL TIPO DE FLUJO.....	59
ECUACIÓN 11.- GASTO PARA BOCA DE TORMENTA TIPO VERTEDERO.....	64
ECUACIÓN 12.- GASTO PARA BOCA DE TORMENTA TIPO ORIFICIO.....	65
ECUACIÓN 13.- EFICIENCIA DE LAS BOCAS DE TORMENTA.....	65
ECUACIÓN 14.- ECUACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL TIRANTE DE AGUA SOBRE LA BOCA DE TORMENTA. ....	66

## 1. INTRODUCCIÓN

El agua tiene una función muy importante en el desarrollo de la vida. Problemas como la contaminación, el crecimiento en la población, el deterioro de las zonas de captación, así como pertenecer a una zona cuyas variaciones se clasifican dentro de un clima desértico (Programa de Desarrollo Metropolitano de Hermosillo, 2016) traen consigo una escasez del recurso. Se suma también el desequilibrio natural a causa de la urbanización, magnificando el riesgo de desastres medioambientales, como el caso de las inundaciones.

Con el paso del tiempo y el avance de las nuevas tecnologías, se han visto superados en función de la eficacia y eficiencia los sistemas convencionales de drenaje sanitario, drenaje pluvial y drenajes combinados; lo que propicia el desarrollo de nuevas alternativas de solución para satisfacer las necesidades que demandan los usuarios y controlar los problemas de inundación por escorrentía, en consecuencia, del constante aumento en la intensidad de las precipitaciones.

Según el Instituto Municipal de Planeación Urbana de Hermosillo (IMPLAN, 2014), los desastres que han generado diversos fenómenos naturales y antropogénicos en México causan un impacto negativo en la sociedad; razón por la cual instituciones de gobierno, universidades e iniciativa privada, han enfocado parte de sus actividades a estudiar aspectos técnicos que lleven a establecer medidas de prevención y mitigación ante el efecto de desastres. Ya que de acuerdo con (Palacios & Ordoñez, 2016) el análisis del riesgo es una estrategia que permite el desarrollo de diagnósticos de los diferentes fenómenos que se presentan y que afectan a las comunidades de los territorios y sectores vulnerables a riesgos y amenazas naturales.

En observación a esto y con la necesidad de ofrecer alternativas de solución y reducir los problemas de inundación que ocurren en la ciudad de Hermosillo, Sonora, se enfoca el análisis del estudio en el desarrollo de la tesis, a la subcuenca que se identifica por interés propio y su respectiva comparativa con la subcuenca expuesta por el Colegio de Arquitectos, modificada de la subcuenca “SCC05” del IMPLAN. Se abordan temas relacionados a los sistemas de drenaje pluvial-sanitario (combinado), escurrimientos de flujo, así como también se los principios referidos a los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (Best Management

Practice BMP's) y su diseño. De igual manera, se realiza una revisión en lo que concierne al Impacto Hidrológico Cero, para sentar las bases para una política pública en la región.

Para la ejecución de este análisis, se utiliza las herramientas que proporcionan los Sistemas de Información Geográfica (SIG) así como también softwares especializados en la simulación de problemas de inundaciones y el manejo de información relativa al terreno.

Ha sido común que, las alternativas de solución de los estudios convencionales que dan respuesta a la problemática de las inundaciones o afectaciones se han enfocado más a colectar el agua pluvial y descargarla o evacuarla fuera de la zona urbana, en cuyo proceso se tienen grandes volúmenes de agua que no se aprovechan, ni que hagan disminuir la cantidad de agua que escurre (Orona, 2017).

En atención a lo anterior, con el desarrollo de la presente tesis se pretende exponer y dar a conocer alternativas que presenten solución a este tipo de problemas que padecemos como sociedad, con miras a la innovación que se requiere en la actualidad y sin explotar los recursos naturales del medio; y que, a su vez, coadyuven al desarrollo sostenible de la región.

## **1.1 Antecedentes**

Con el paso del tiempo y el rápido crecimiento desmedido y desorganizado de la población, combinado con la industrialización y urbanización en la ciudad de Hermosillo, Sonora se han visto superados en función de su eficiencia los sistemas de drenaje combinado, debido a la constante demanda que se genera por parte de los usuarios y al aumento de las zonas impermeables producto de la urbanización. Al existir en la región este tipo de drenajes, es aún más inminente que éstos rebasen su capacidad máxima y se saturen, lo que trae consigo problemas de inundaciones en zonas bajas.

En el Estado de Sonora, se presenta el grave problema de la disponibilidad del recurso hídrico, específicamente en la ciudad de Hermosillo. En época de lluvias, el aumento en la precipitación ha ocasionado al momento una serie de incidentes de menor gravedad hasta fatales, además de implicar el daño a otros servicios básicos para la población, como se aprecia en la Figura 1.

En el municipio de Hermosillo es común que se susciten este tipo de fenómenos y/o problemas al estar expuesto a precipitaciones extremas y una topografía no tan accidentada como la que se presenta en otros lugares del Estado.

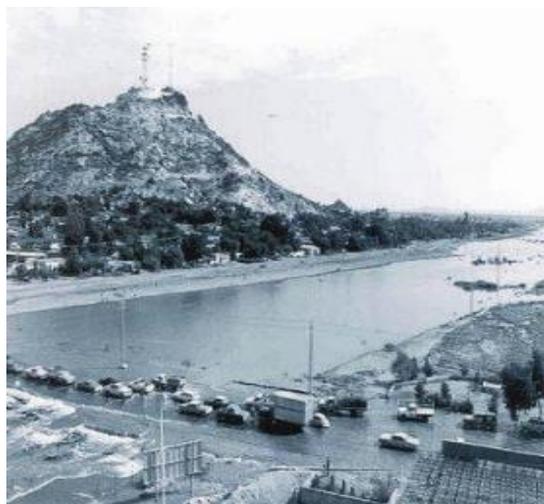


Figura 1.- Río Sonora en 1984.

Fuente: Atlas de Riesgos del Municipio de Hermosillo, 2014.

Ejemplo de lo anterior aconteció durante el periodo de 1943 a 1994, donde se presentaron cuatro eventos excepcionales de lluvias que afectaron la infraestructura en áreas productivas y a los habitantes de las localidades del municipio de Hermosillo asentadas en ambas márgenes de los Ríos Sonora y San Miguel (Atlas de Riesgos del Municipio de Hermosillo, 2014).

Otras de las causas que dan lugar a esto es, que la ciudad cuenta con el tipo de drenaje combinado que recolectan propiamente las aguas negras y el agua pluvial. Por esta razón, es que los mismos se saturan al momento de presentarse una avenida extraordinaria alcanzando su capacidad máxima; aunado a una falta de constante mantenimiento de las rejillas del drenaje, bocas de tormenta, colectores, etc.

Si bien, la ciudad cuenta con muchas zonas en las cuales se presentan problemas de inundación, el presente proyecto de tesis se enfoca específicamente a la subcuenca de elaboración propia delimitada por las cartas topográficas correspondientes de INEGI que coincide con la subcuenca identificada por el IMPLAN como “SCC05”.

## 1.2 Macrolocalización

De acuerdo con lo expuesto en la (Enciclopedia de los Municipios y Delegaciones de México, 2020), el municipio de Hermosillo está ubicado al oeste del Estado de Sonora (ver Figura 2), su cabecera es la ciudad de Hermosillo y se localiza en el paralelo 29° 05' de latitud norte y el meridiano 110° 57' de longitud oeste de Greenwich a una altura de 282 metros sobre el nivel del mar. Colinda al noreste con Carbó y San Miguel de Horcasitas; al este con Ures y Mazatán; al sureste con La Colorada y Guaymas; al noroeste con Pitiquito y al suroeste con el golfo de California.



Figura 2.- Municipio de Hermosillo, Sonora.

Fuente: INAFED, 2021.

## 1.3 Microlocalización

La zona de estudio se encuentra ubicada entre calles canal y avenidas de gran impacto vial: al noreste, con el bulevar Luis Encinas Johnson, subiendo por el bulevar Solidaridad hasta la altura de la avenida Tecnológico donde se prolonga al noroeste la figura de interés; flanquea al este con las calles Equitación y Barranca; y, por último, al oeste con el bulevar Carlos Quintero Arce; en la Figura 3, se observa un croquis de la localización específica de la subcuenca de estudio.



Figura 3.- Partaguas de la subcuenca urbana en la zona de estudio.

Fuente: Instituto Municipal de Planeación (IMPLAN), 2018.

Las características para este polígono obedecen a las dimensiones de perímetro igual a 7.22 kilómetros y el área 216 hectáreas. Dentro del mismo se desarrollan las colonias habitacionales y de baja densidad, Raquet Club, El Torreón, Montebello, Capistrano, Santa Fe; así como las colonias STAUS, Coronado y Tecnológico (IMPLAN, 2014).

#### 1.4 Justificación

El crecimiento de las ciudades supone un constante aumento de las superficies impermeables, lo que genera una alteración del ciclo hidrológico natural del agua, y a su vez el aumento de problemas relacionados con el drenaje y la gestión del agua pluvial. Como una medida para mitigar este desequilibrio, se implementan los sistemas de drenaje convencionales que consisten en transportar la escorrentía hacia cotas topográficas inferiores lo más rápidamente posible, solucionando el problema en la zona, pero no aguas abajo.

Por los motivos antes expuestos, han surgido nuevos métodos para el manejo de las aguas pluviales, los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS). Los SUDS son aquellos elementos participantes en el drenaje de las ciudades que, además de reducir el caudal producido por la lluvia, disminuyen los contaminantes arrastrados por la escorrentía.

Entre ellos, existen una gran variedad de sistemas que captan, tratan, e infiltran y/o almacenan el agua pudiendo aprovecharla para diversos usos (recarga de acuíferos, riego, recreativo).

Como ciudad en constante crecimiento y desarrollo, se deben tener en mente, que los problemas relacionados a las inundaciones o problemas de escorrentía seguirán incrementando en cantidad y magnitud. El concepto de Impacto Hidrológico Cero contempla las mejores prácticas de manejo (Best Management Practices BMP's) como una medida para reducir el impacto de las escorrentías, lo que busca propiamente el Impacto Hidrológico Cero es reproducir de la manera más fiel posible, el comportamiento derivado de la escorrentía pluvial con la que se presenta en la cuenca en estado natural.

Lo que se busca al realizar este tipo de obras, es de alguna forma imitar el comportamiento de los escurrimientos pluviales a lo más natural posible; entonces, se realiza la comparativa entre hidrogramas de entrada en estado natural y del hidrograma de salida modificado.

Al ser un tema relativamente nuevo en el Estado, se buscará identificar las políticas públicas existentes en otros Estados del país, y a su vez de las que existen internacionalmente.

Para realizar un diseño de captación de agua de lluvia es necesario conocer el régimen de precipitación del sitio, de forma rápida se pueden consultar los registros que muestra el Servicio Meteorológico Nacional en su página electrónica (Servicio Meteorológico Nacional, 2017), esto con el fin de idear estrategias de solución de las inundaciones y éstas orientadas hacia el desarrollo sostenible de la región.

## 1.5 Planteamiento del problema

Es importante señalar que una inundación se considera como el flujo o a la invasión de agua por exceso de escurrimientos superficiales o por la acumulación de éstos en terrenos planos, ocasionada por la falta o insuficiencia de drenaje pluvial, tanto natural como artificial (Baró, Díaz Delgado, Calderón, & Esteller, 2007).

Cuando se presenta un aumento en las precipitaciones en la zona de estudio se generan problemas de inundación que afectan directamente a los usuarios de la asistencia provista por instituciones gubernamentales, y al mismo tiempo e indirectamente afectan otros servicios públicos, como lo son las carpetas asfálticas, el transporte, recolección de basura, etc.

La ciudad de Hermosillo se encuentra frente a retos como impactos de ondas de calor y sequía extrema. Igualmente es vulnerable a las precipitaciones de alta intensidad que ocasionan daños a la infraestructura y la salud pública. De acuerdo con investigaciones climáticas regionales, se espera que en el futuro cercano se intensifiquen los eventos extremos climáticos en las regiones semiáridas del noroeste de México y suroeste de Estados Unidos. Estos retos climáticos se verán intensificados debido a los problemas asociados a la rápida urbanización que se está viviendo desde hace una década en la ciudad (IMPLAN, 2018).

La necesidad de afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional, que combine aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales, está llevando a un aumento progresivo a nivel mundial del uso de los SUDS. En apego a esto y para efectos del presente proyecto de tesis, se abordarán los principios de hidrología superficial para determinar gastos de escurrimiento en la zona de estudio. De esta forma, llevar a cabo el diseño de modelos de inundaciones y proponer el diseño de un SUDS de detención/infiltración con miras en la implementación de nuevos sistemas que ayuden integración del medio y el desarrollo sustentable.

En el presente caso de estudio correspondiente al Blvd. Juan Navarrete ubicado al poniente de la ciudad, la microcuenca urbana que corresponde a ese sector genera un caudal pluvial que escurre a lo largo de dicho Boulevard en una longitud de 2,021 m aproximadamente hasta intersectar con la Calle Carlos Quintero Arce. En ese tramo se genera

una acumulación excesiva de agua de lluvia que provoca caos vehicular y mucho riesgo para las personas que habitan en esa zona, ya que se imposibilita caminar por las banquetas, pues éstas se inundan. La foto mostrada en la Figura 4 siguiente ilustra parte del problema.



Figura 4.- Área inundada en Blvd. Navarrete y Calzada de los Ángeles por lluvias del 3 julio de 2021.

Fuente: propia.

## 1.6 Objetivos

### Objetivo General

Analizar el flujo de agua superficial derivado de la precipitación pluvial en una cuenca urbana de la ciudad de Hermosillo, Sonora, aplicando Sistemas de Información Geográfica y los principios de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, así como la metodología aplicable para la estimación de caudales.

### Objetivos Específicos

1. Identificar la cuenca urbana y sus escurrimientos posibles para el área de interés.
2. Construir un modelo hidrológico de la zona de estudio donde se identifiquen las características fisiográficas de la microcuenca.
3. Diseñar un Sistema Urbano de Drenaje Sostenible para su aplicación en la cuenca urbana de estudio.
4. Establecer una propuesta que combine aspectos tradicionales y sostenibles.

## 2.0 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Escurrimiento de agua superficial urbano

La urbanización representa la máxima interferencia humana en el ciclo hidrológico manifestándose este impacto de diversas maneras, ya que la urbanización crea un nuevo medioambiente hidrológico, donde el asfalto y el concreto reemplazan al suelo, los edificios reemplazan a los árboles y los desagües y conductos de aguas-lluvias reemplazan a los canales y cuencas naturales, tomado de (Negrete, Jaques, & Sepúlveda, 2005), como se citó en (Orona, 2017). Por lo que resulta como consecuencia directa de esto, problemas en el flujo del agua sobre la superficie, produciendo gastos pico más grandes y problemas de inundación más recurrentes en la zona, sin que este escurrimiento beneficie la recarga de los acuíferos (ver la Figura 5).

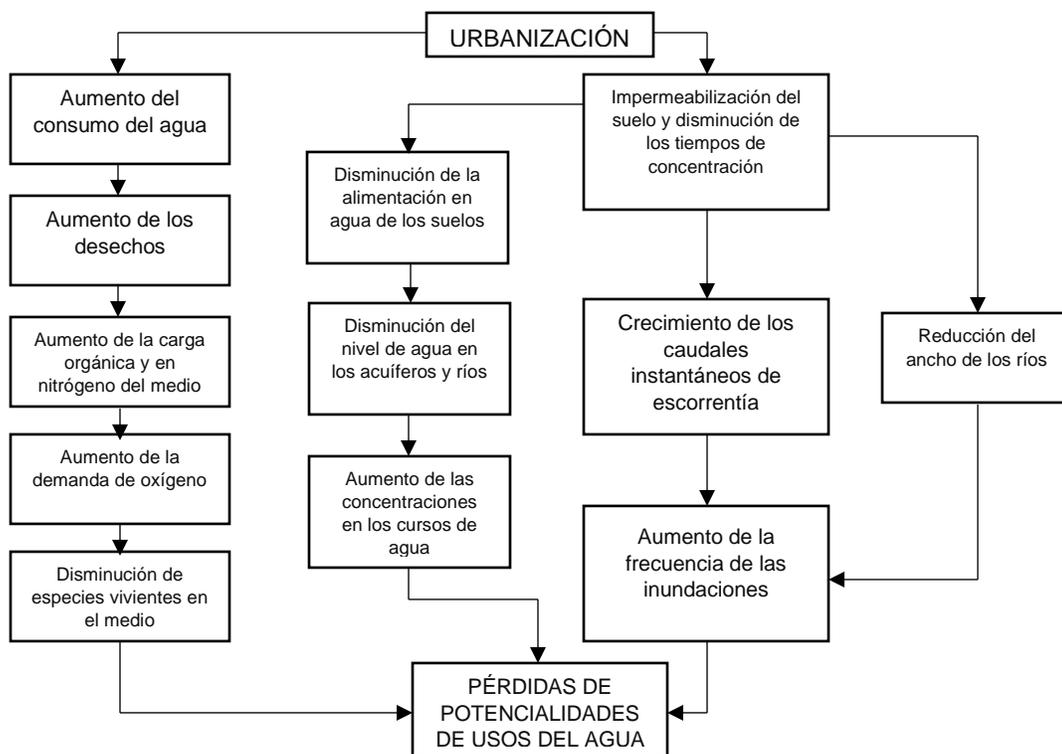


Figura 5.- Impactos de la urbanización en el ciclo del agua.

Fuente: Eurydice 92, 1991.

En ese sentido, las interacciones entre clima e hidrología son tan estrechas que cualquier cambio afecta en una doble dirección. Por un lado, los cambios en las variables climáticas (por ejemplo, la temperatura y precipitación) producen impactos significativos en los recursos hídricos, y a partir de éstos en las sociedades y los ecosistemas. Mientras que los cambios inducidos por el ser humano en los recursos hídricos (por ejemplo, embalses, sistemas de irrigación, sobreexplotación de acuíferos) influyen en las condiciones climáticas. Tanto el clima como el ciclo del agua son complejos, sujetos a relaciones causa-efecto y acción-reacción no proporcionales y, por tanto, resulta extremadamente complejo determinar los impactos directos que se derivan de perturbaciones en la hidrósfera (Duarte, y otros, 2006).

Así entonces, como consecuencia de la impermeabilización del terreno, se altera el ciclo natural del agua, produciéndose mayores volúmenes de escorrentía y mayores caudales punta, además de producirse con mayor velocidad. También impide que la lluvia se infiltre en el terreno y recargue los acuíferos. Al alterar el terreno de la cuenca, sustituyendo el terreno natural y su vegetación, por superficies impermeables, se produce una variación en las propiedades de este (Jaume & Rodríguez, 2016).

Por otro lado, el desarrollo sostenible supone un fuerte cambio de mentalidad, pues ya no son válidos los antiguos principios de industrialización y desarrollo económico basados en la falsa idea de que los recursos naturales son ilimitados (Corregidor Sanz & Fernández Guillén, 2004). De manera que, utilizando la definición del desarrollo sostenible de las Naciones Unidas, se puede decir que es aquel en el que se satisfacen las necesidades de las sociedades presentes sin comprometer las necesidades o la capacidad de satisfacer las necesidades de las sociedades o generaciones futuras, para esto, haciendo un uso racional de los recursos mencionados anteriormente.

En virtud que, toda acción tiene una reacción, queda patente que el medio ambiente ha reaccionado ante la actividad humana con un agotamiento de recursos y un cambio en las condiciones ambientales que puede llegar a tener consecuencias dramáticas para la especie humana. Por todo ello, se deben tomar medidas apostando por el desarrollo sostenible en todos los campos de la actividad económica. (Couchoud Gregori & Cabrera Jiménez, 2010).

Ahora bien, es importante señalar que se considera como inundación, al flujo o a la invasión de agua por exceso de escurrimientos superficiales o por la acumulación de éstos en terrenos planos, ocasionada por la falta o insuficiencia de drenaje pluvial, tanto natural como artificial (Baró, Díaz Delgado, Calderón, & Esteller, 2007).

En general, la magnitud de una inundación, provocada por eventos de origen hidrometeorológico, depende de la intensidad de la lluvia, de su distribución en el espacio y tiempo, del tamaño de las cuencas hidrológicas afectadas, así como de las características del suelo y del drenaje natural y artificial de las cuencas (Bremer & Lara, 2001). Como estas inundaciones se producen frecuentemente en las zonas llanas, donde se dan los mayores asentamientos humanos, fácilmente se puede deducir que éstas provocan importantes daños humanos y socioeconómicos, además de los de naturaleza ambiental.

En el mundo, las inundaciones son consideradas como el desastre natural más dañino y peligroso (Douben, 2006). Según datos de la United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO, 2002) de los desastres que se presentan en el orbe relacionados con el agua, 50% corresponde a inundaciones, por encima de hambrunas, sequías y epidemias.

La base de los modelos deterministas es el uso de la modelación numérica para reproducir la física de las inundaciones bajo diferentes escenarios. En este tenor, los resultados de los modelos numéricos se complementan con un análisis de costos de los daños causados por las inundaciones y los resultados se integran en mapas de riesgo a través de sistemas de información geográfica (SIG) (Uribe, Piña, & Ramírez, 2017).

Con el rápido crecimiento de la población y el desarrollo de las ciudades se verá reducido en gran medida el acceso a los recursos básicos para el desarrollo de una comunidad. Es por esto por lo que la hidrología urbana jugará un papel muy importante en la sustentabilidad para la sociedad (Niemczynowicz, 1999).

### **2.1.1 Sistema de drenaje convencional**

El drenaje pluvial tiene como su principal función el manejo, control y conducción adecuada de la esorrentía de las aguas de lluvia en forma separada de las aguas residuales y dejarla en sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de las ciudades;

el cual está constituido por una red de conductos, estructuras de captación y estructuras complementarias (SIAPA, 2014).

El objetivo principal de un sistema de drenaje pluvial que se observa en la Figura 6, es garantizar el desalojo del flujo ocasionado por precipitaciones pluviales en la cuenca o zonas de asentamientos humanos, provocando una mínima molestia y daño a las personas, los bienes, el medio ambiente y la infraestructura existente.

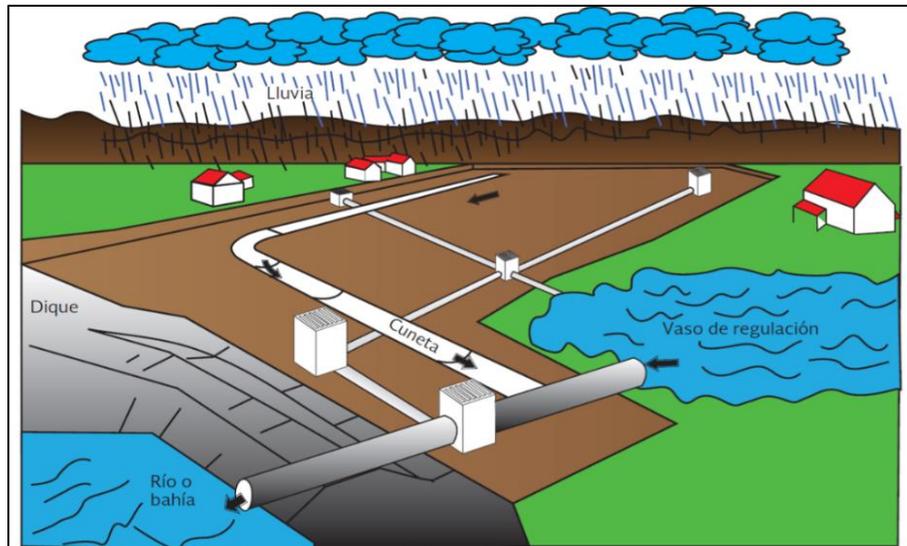


Figura 6.- Sistema de drenaje pluvial, tipo convencional.

Fuente: Adaptado de Chow et al., 1994.

En este contexto, la mayoría de los sistemas de alcantarillado de las ciudades de la República Mexicana fueron construidos tanto para desalojar el agua que se produce después de su primer uso, denominadas aguas servidas o residuales, como para evacuar el agua de lluvia, por lo que se les denomina sistemas combinados (Figura 7). Cuando se presenta una lluvia, que exceda la capacidad de diseño, los sistemas de drenaje combinados pueden resultar insuficientes y presentarse encharcamientos e inundaciones (CONAGUA, 2016).

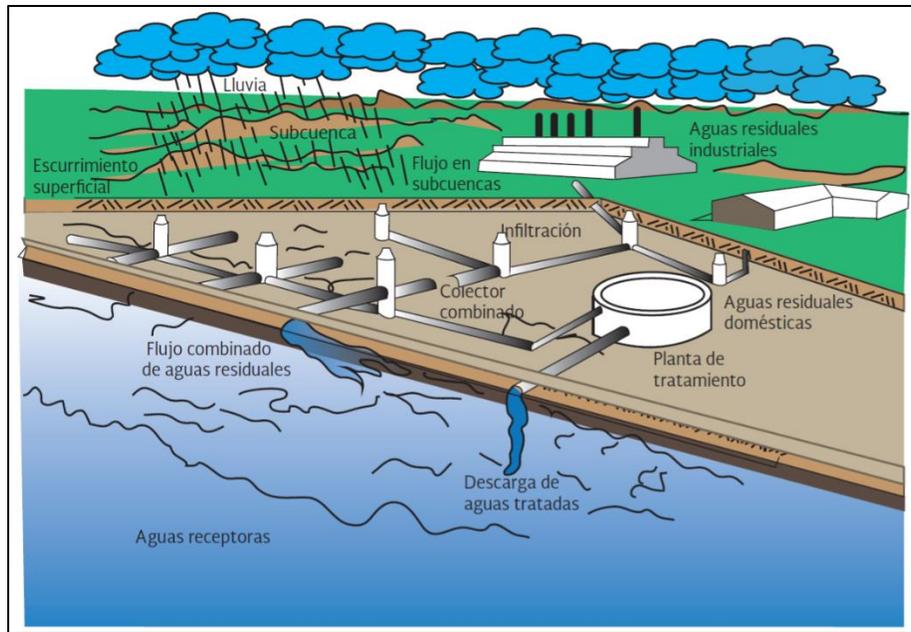


Figura 7.- Sistema de drenaje combinado.

Fuente: Adaptado de Kibler, 1982.

En ese sentido, la eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de drenaje ya sea sanitaria o para conducir agua pluvial, depende de sus características físicas, en donde mediante la aplicación de algunos principios hidráulicos se analizan y dimensionan desde estructuras sencillas tales como bocas de tormenta hasta otras más complicadas como son las redes de tuberías y de canales, tomado de (Orona, 2017) con referencia de (CONAGUA, 2007).

Sin embargo, uno de los factores que imposibilita una eficiencia aceptable en la evacuación de las aguas pluviales por parte de los sistemas de drenaje existentes, tiene que ver con el relieve de la ciudad, caracterizado por una baja energía disponible para drenar el agua por gravedad, con divisorias poco definidas y acumulación de agua en superficie (Sánchez & Strippoli, 2009).

En su artículo, “Los servicios de agua y drenaje con una visión integral”, (Guilberto, Varela, Yamanaka, Russi, & García, 2015) presentan un resumen metodológico para la propuesta de drenaje pluvial urbano, el cual se presenta en la Figura 8; donde se establece desde lo elemental, que es la información base para la construcción de un modelo de

simulación para la generación de escurrimiento en zonas urbanas hasta el cálculo de tirantes y escurrimientos superficiales y una propuesta integral de mitigación del escurrimiento.

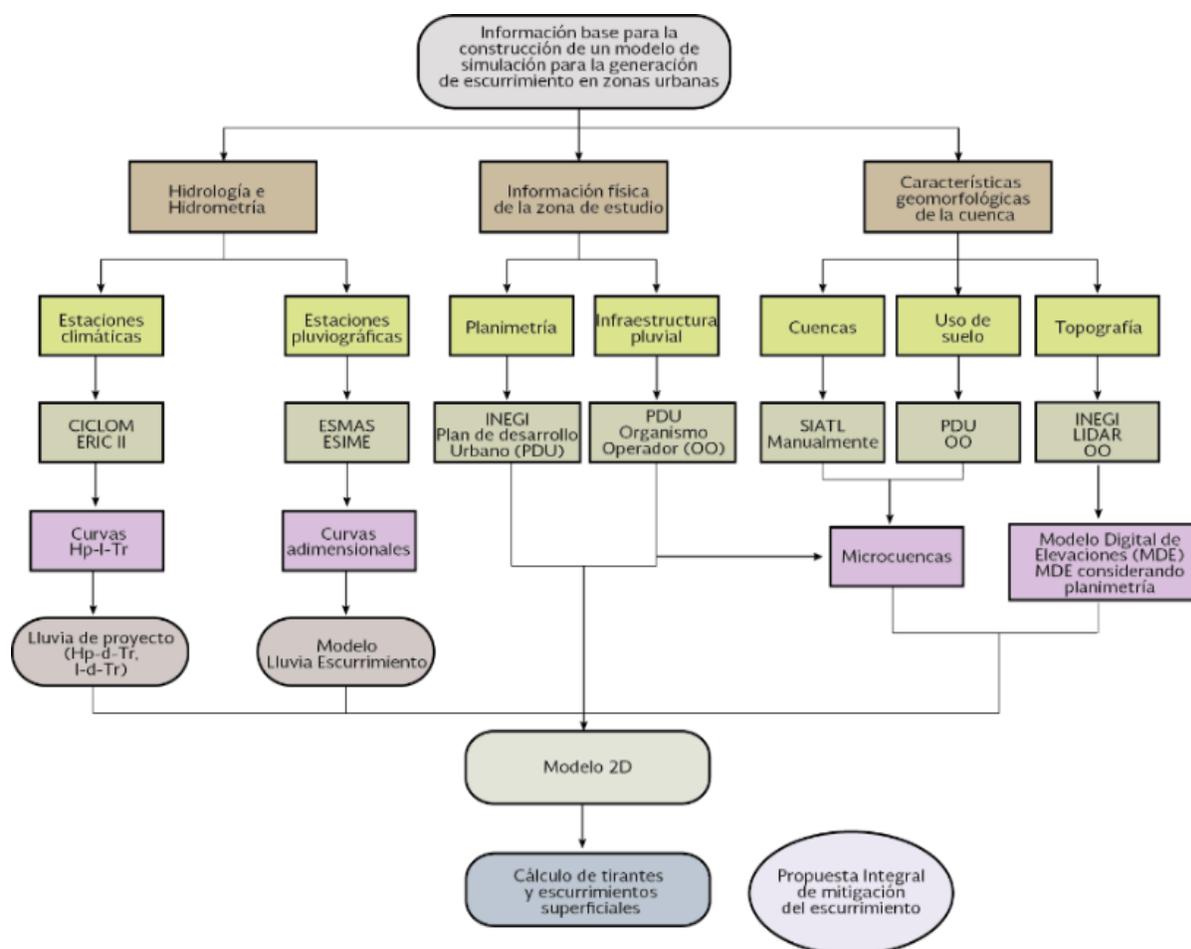


Figura 8.- Metodología para la propuesta del drenaje pluvial urbano.

Fuente: Guilberto, Varela, Yamanaka, Russi y García. 2015.

Con el desarrollo tecnológico de la modelación numérica en hidráulica se han establecido las bases para una adecuada planeación del manejo de los escurrimientos superficiales; a partir de los resultados se han diseñado estructuras de control y mitigación de inundaciones en zonas urbanas, con lo que se establece una mejor operación del sistema pluvial respectivo. Otra función de la herramienta es la delimitación de zonas vulnerables ante inundaciones.

Asimismo, es posible considerar acciones no estructurales, entre las que se pueden mencionar tanques de regulación, llanuras de inundación o pavimentos permeables; o de

emergencia en caso de un evento extraordinario de lluvia, como lo son las rutas de evacuación al igual que de evacuación y evaluación de refugios (Ortíz, Varela, & Guilberto, 2015).

Un plan de gestión de aguas lluvias en sectores urbanos debe considerar los siguientes aspectos básicos: la definición de un sistema de drenaje general que considere los cauces naturales y la forma en que ellos se incorporan en la urbanización así como la materialización de un sistema de drenaje artificial, o de colectores de aguas lluvias urbanos que complemente la red natural. El compromiso para cualquier sector que se urbanice de no generar mayores volúmenes de escorrentía ni mayores caudales máximos que los que se generaban en el sector previamente a la urbanización (MINVU, 1996). Asimismo es importante señalar que los componentes principales de un sistema de alcantarillado pluvial que se puntualizan en la Tabla 1 pueden resumirse según su función.

Tabla 1.- Componentes principales de un sistema de drenaje pluvial.

<b>Elemento o estructura</b>	<b>Descripción genérica</b>
Captación	Recolectan las aguas a transportar, se utilizan sumideros o coladeras pluviales, como estructuras de captación.
Conducción	Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia sitios de tratamiento o vertido.
Conexión y mantenimiento	Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado.
Descarga	Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado.
Complementarios	Se consideran dentro de este grupo a todas aquellas estructuras que en casos específicos forman parte de un sistema de alcantarillado pluvial. Tales como las estructuras de: retención, detención, infiltración, filtración, de limpieza y remoción, y disposición final.

Fuente: Modificada de Orona, 2017 con referencia de SIAPA, 2014.

La hidrología urbana no es una ciencia exacta, por consiguiente para su aplicación en la práctica de la ingeniería se debe recurrir a modelos y fórmulas empíricas a fin de determinar la relación precipitación – escurrimiento en áreas urbanizadas. Para ello, se deben realizar estudios específicos para cada región o población, teniendo cuidado al aplicarlos en lugares diferentes de aquellos donde fueron desarrollados, revisando todas las variables que intervienen y comparándolas con las del sitio en estudio (SIAPA, 2014).

### **2.1.2 Sistema Urbano de Drenaje Sostenible**

El desarrollo sostenible y su aplicación son fundamentales hoy en día en el sector de la ingeniería civil. Dentro de la amplia variedad de procedimientos constructivos sostenibles, los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, son de gran importancia para mejorar la gestión del agua, recurso indispensable para el desarrollo humano.

Mediante la implantación de los SUDS se pretende que la respuesta hidrológica de una zona urbanizada sea lo más parecida posible a la que tenía en su estado original, antes de la urbanización o actuación humana, de manera que sea posible minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la cantidad y calidad de la escorrentía (Jaume & Rodríguez, 2016). Por lo que, la necesidad de afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional, que combine aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales, está llevando a un aumento progresivo a nivel mundial del uso de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible.

En esencia, la filosofía de los SUDS es controlar, amortiguar y utilizar de una mejor manera el escurrimiento de agua derivado del proceso del ciclo hidrológico natural. Su objetivo es minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la cantidad y la calidad de la escorrentía (en origen, durante su transporte y en destino), así como maximizar la integración paisajística y el valor social y ambiental de la actuación (Mompalmer & Doménech, 2008). De tal manera que, las técnicas de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, son procedimientos destinados a que el sistema global de saneamiento mejore su eficacia en la recogida, transporte y depuración de las aguas pluviales. Estas técnicas, a veces llamadas Técnicas de Gestión de la Escorrentía Urbana, se denotan en la literatura anglosajona Best Management Practices o BMP.

Retomando la definición de los objetivos de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible de (Jaume & Rodríguez, 2016), se tienen los que se enlistan a continuación:

1. Disminuir la cantidad de escorrentía de lluvia en términos de volumen y caudal: de esta forma se puede solucionar la insuficiencia de capacidad hidráulica de la red de drenaje pluvial debida al crecimiento urbano no previsto en las fases de planificación

de esta, y así evitar el coste que supondría una obra para aumentar su capacidad o el hecho de tener que asumir mayores inundaciones y con más frecuencia.

2. Mejorar la calidad del agua que circula por escorrentía: lo cual provocará un mejor funcionamiento de las plantas tratadoras de agua en el caso de que estas sean el punto de vertido, o una menor contaminación del medio natural (mar, ríos, acuíferos...).
3. Generar beneficios al entorno en términos de calidad ambiental y mejora del paisaje.

Aunque no existe un consenso universal para la clasificación de las diferentes tipologías de SUDS (ni menos aún para su denominación en castellano), una de las más recurrentes en la literatura es la que se muestra a continuación.

### **Medidas no estructurales**

Las medidas no estructurales previenen por una parte la contaminación del agua reduciendo las fuentes potenciales de contaminantes y por otra evitan parcialmente el tránsito de las escorrentías hacia aguas abajo y su contacto con contaminantes.

Entre las medidas estructurales de mayor difusión cabe citar las siguientes, tomadas de (Momparler & Doménech, 2008):

- Educación y programas de participación ciudadana para:
  - ❖ Concienciar a la población del problema y sus soluciones.
  - ❖ Identificar agentes implicados y esfuerzos realizados hasta la fecha.
  - ❖ Cambio de hábitos.
  - ❖ Hacer partícipe del proceso a la población, integrando sus comentarios en la implementación de los programas.
- Planificar y diseñar minimizando las superficies impermeables para reducir la escorrentía.
- Limpieza frecuente de superficies impermeables para reducir la acumulación de contaminantes.
- Controlar la aplicación de herbicidas y fungicidas en parques y jardines.
- Controlar las zonas en obras para evitar el arrastre de sedimentos.

- Asegurar la existencia de procedimientos de actuación y equipamiento adecuado para tratar episodios de vertidos accidentales rápidamente y con técnicas secas en lugar de limpieza con agua.
- Limitar el riesgo de que la escorrentía entre en contacto con contaminantes.
- Control de las conexiones ilegales al sistema de drenaje.
- Recogida y reutilización de pluviales.

### **Medidas estructurales**

Retomando la definición de (Momparler & Doménech, 2008), se agrega que se consideran medidas estructurales aquellas que gestionan la escorrentía contaminada mediante actuaciones que contengan en mayor o menor grado algún elemento constructivo o supongan la adopción de criterios urbanísticos ad hoc.

De igual manera, y teniendo en cuenta la gran variedad de estos sistemas, se enlistan a continuación los que han venido siendo utilizados en mayor medida, se debe tener en cuenta que la elección de cada uno de estos sistemas está directamente relacionada con la infraestructura existente, topografía predominante y en general todas y cada una de las necesidades del consumidor final y de las adecuaciones que como proyectista se deban realizar debido a que cada uno de estos cuenta con características diferentes y adaptables.

Las medidas estructurales más utilizadas son las siguientes:

- Cubiertas vegetadas (Green-roofs)
- Superficies permeables (Porous/ Permeable paving)
- Franjas filtrantes (Filter strips)
- Pozos y zanjas de infiltración (Soakaways & Infiltration trenches)
- Drenes filtrantes o franceses (Filter drains)
- Cunetas verdes (Swales)
- Depósitos de infiltración (Infiltration basins)
- Depósitos de detención en superficie (Detention basins)
- Depósitos de detención enterrados (Detention basins)
- Estanques de retención (Retention ponds)
- Humedales (Wetlands)

La planificación y el diseño de un SUDS debe enfocarse como una tarea multidisciplinar, en la que deben intervenir disciplinas como la hidrología, hidráulica, geotecnia, cálculo de estructuras, impacto ambiental, paisajismo, urbanismo, etc. Asimismo, debe involucrar a todos los agentes implicados en el proceso, desde las etapas previas de planeamiento hasta el uso y explotación de las infraestructuras.

Si bien son muchas las disciplinas para tener en cuenta, la hidrología y la hidráulica pueden considerarse las más importantes de cara al correcto dimensionamiento de las infraestructuras. La lluvia es el origen del proceso, por lo que su caracterización es fundamental para abordar con éxito el problema (Momparder & Doménech, 2008).

Desde esta perspectiva, el empleo de SUDS no sólo mejora la gestión de las aguas pluviales, sino la gestión del agua en general, tanto en cuanto al abastecimiento como al drenaje y posterior tratamiento, en la Figura 9 se puede observar la aplicación de distintos tipos de SUDS.



Figura 9.- Ejemplo de aplicación de los SUDS.

Fuente: iagua.es, 2021.

## 2.2 Marco Normativo

Debido al constante crecimiento de las ciudades se incrementan las superficies impermeables, las cuales traen consigo problemas de escurrimientos, inundaciones y problemas en los drenajes sanitarios y combinados de las ciudades. Por lo que, el crecimiento de una ciudad debe apearse a la normativa relacionada al desarrollo equilibrado, haciendo uso del desarrollo sostenible, aprovechando sus recursos limitados e ilimitados.

En México dentro de la normativa a nivel nacional no existe ninguna norma que regule la gestión de las aguas pluviales mediante técnicas de drenaje sostenible (SUDS), por ello, es de mucha utilidad que se enuncie una propuesta de política pública que establezca nociones básicas sobre diseño, implementación y gestión de agua de lluvia en el que se incluyan estas técnicas de bajo impacto (Low Impact Development), adaptado de (Blog del Agua, 2021).

Conforme se va reduciendo el ámbito de aplicación de la normativa a seguir, se hace más difícil encontrar una reglamentación a nivel local que recoja criterios relacionados con la gestión de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, especialmente en municipios con reducida densidad de población, en los que cualquier esfuerzo en aras a implementar medidas de mejora para la gestión de las aguas de escorrentía pasa por el grado de implicación del técnico político locales (Blog del Agua, 2021).

Los SUDS en el panorama internacional cuentan con una trayectoria de casi 50 años en los países en los que se originaron.

En Estados Unidos legislan por primera vez en la materia en 1972 (“Clean Water Act” y “National Pollution Discharge Elimination System”), lo que genera un interés creciente en las allí denominadas “Best Management Practices” (BMP). Son múltiples las formas de referirse a este otro modo de gestionar el drenaje urbano: “Low Impact Development” (LID), “Water Sensitive Urban Design” (WSUD) o “Sustainable Drainage Systems” (SUDS). En cualquier caso, todas ellas van de la mano de las nuevas tendencias marcadas por la infraestructura verde.

Existen numerosas experiencias de implantación de SUDS a nivel internacional que ponen de manifiesto cómo grandes urbes están afrontando los nuevos retos del drenaje urbano

en este marco y están creando la tendencia para el futuro. Un ejemplo indiscutible de éxito en la implantación de los SUDS es la ciudad de Nueva York que ha puesto en marcha proyectos y programas relacionados con la infraestructura verde, convirtiéndose en líder mundial en esta disciplina (CONAMA, 2018).

Entre la revisión de la normativa en México relacionada y considerada aplicable a este rubro, se mencionan las siguientes:

- **Ley de Aguas Nacionales** (Capítulo III, Art. 9).

En el artículo 1 de esta ley, se estipula que es reglamentaria del Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en materia de aguas nacionales; es de observancia general en todo el territorio nacional, sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto regular la explotación, uso o aprovechamiento de dichas aguas, su distribución y control, así como la preservación de su cantidad y calidad para lograr su desarrollo integral sustentable (CONAGUA, 2016).

En 1992 fue aprobada la Ley de Aguas Nacionales y en 1994 su reglamento. A partir de esta figura legislativa surgieron los consejos de cuenca, que operativamente fomentan la participación de las autoridades locales y de la sociedad civil en las decisiones relacionadas con el manejo racional del agua en México. Para el año 2002 se habían constituido 26 consejos de cuenca que, apoyados por las gerencias regionales de la Comisión Nacional del Agua, conjuntan esfuerzos para una gestión incluyente, equitativa e integrada de los recursos hídricos del país (Vélez, Núñez, & Trujano, 2003).

- **Ley de Aguas del Estado de Sonora** (Capítulo III Art. 129 y Capítulo IV Art. 149).

En lo que concierne a la ley de aguas del estado de Sonora, se agrega que las disposiciones de esta Ley son de orden público e interés social y regulan la participación de las autoridades estatales y municipales, así como de los sectores privado y social, en la planeación y programación hidráulica y la administración, manejo y conservación del agua, en la prestación de los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales, así como en la realización de los estudios, proyectos y obras relacionadas con los recursos hídricos en el marco del desarrollo sustentable del Estado (Ley de Aguas del Estado de Sonora, 2006).

- **Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano del Estado de Sonora** (Art. 87, 96 y 100).

Esta ley tiene como propósito contar con un marco normativo moderno y acorde a nuestra realidad al identificar y recuperar experiencias relevantes en los sistemas de planeación urbana, redefinir las facultades y atribuciones de las autoridades, así como determinar los principales instrumentos de operación, gestión, control y seguimiento que permitan generar e inducir una operación eficiente de la planeación del desarrollo urbano, aplicada a nuestra región (Primera Comisión de Gobernación y Puntos Constitucionales, 2017).

- **Dictamen Relativo a la Aprobación de la Norma Técnica que establece las Características y Requerimientos para la Infraestructura Verde en el Municipio de Hermosillo** (Capítulo IX, Art. 44 y 45).

La presente Norma Técnica tiene por objeto establecer los requisitos, criterios, lineamiento, especificaciones técnicas y características que permitan dirigir la aplicación, construcción y mantenimiento de las distintas técnicas de Infraestructura Verde, tomando en cuenta las mejores prácticas internacionales. Serán reguladas por esta Norma todas las áreas verdes, arriates, camellones, orejas viales, glorietas, parques, áreas permeables, parques lineales, canales pluviales y equipamientos públicos y en general todos los espacios públicos en el municipio de Hermosillo, así como de predios particulares que por dimensiones y actividad sean susceptibles de incorporar técnicas de Infraestructura Verde con excepción de las áreas ajardinadas correspondientes al predio que ocupa la vivienda unifamiliar (Boletín Oficial, 2018).

- **Ley de Aguas del Estado de Jalisco** (Art. 84-Bis, relacionado al Impacto Hidrológico Cero).

En el artículo 1 de esta ley, se estipula que es de observancia general en todo el territorio del Estado de Jalisco; sus disposiciones son de orden público e interés social y regulan la explotación, uso, aprovechamiento, preservación y reutilización del agua, la administración de las agua de jurisdicción estatal, la distribución, control y valoración de los recursos hídricos y la conservación, protección y preservación de su cantidad y calidad, en

términos del desarrollo sostenible de la entidad (Ley de Agua para el Estado de Jalisco y sus municipios, 2007).

### **Programa de Manejo Integral de Agua Pluvial (PROMIAP)**

Como antecedente al establecimiento de una política general relacionada con el manejo de las aguas pluviales, la misma se debe basar en el principio de que el drenaje en una zona urbana es indispensable para preservar y promover la salud y el bienestar de la región. En el caso de la zona conurbada de Guadalajara se reconoce que el diseño de las redes de alcantarillado ha sido producto de los conceptos tradicionales de diseño de colectores en su mayor parte para conducción de aguas sanitarias considerando una capacidad adicional con los coeficientes de seguridad para permitir la conducción de un porcentaje de agua pluvial. De ahí surge el (Programa de Manejo Integral de Agua Pluvial, 2017).

### **Plan Integral de Manejo de Inundaciones (PIMI)**

Este plan de manejo de inundaciones resultó de una propuesta al Gobierno Federal con relación al PROMIAP, en el cual se buscaba conseguir recursos para la construcción y/o modificación de obras que ayudaran al manejo del agua pluvial.

- **Ley de Asentamientos Humanos, Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano para el Estado de Nuevo León (Art. 208).**

Tiene por objetivo fijar criterios que, en el ámbito de sus competencias exista una congruencia, coordinación y participación entre el Estado y municipios para la planeación de la fundación, crecimiento, mejoramiento, consolidación y conservación de los centros de población y asentamientos humanos, garantizando la protección y el acceso equitativo a los espacios públicos y la cercanía de los ciudadanos con los bienes, servicios y fuentes de empleo que requieren para desempeñar sus actividades urbanas (Ley de Asentamientos Humanos, Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano para el Estado de Nuevo León, 2017).



### 3.0 METODOLOGÍA

La variabilidad y el cambio climático afectan el ciclo hidrológico del agua, aumentando la vulnerabilidad de las comunidades y su exposición cada vez más frecuente a eventos extremos de inundaciones, sequías y otros desastres naturales (UNESCO, 2010), como se citó en (Brieva, 2018).

Por ello, conocer las características físicas, ambientales y sociales de las cuencas y poder disponer de la información climática e hidrológica en tiempo y forma es una necesidad cada vez mayor para la planificación de la producción como así también para hacer frente a los eventos extremos (sequias e inundaciones) y poder tomar las medidas de prevención y adaptación adecuadas (Brieva, 2018).

Basándose en el tipo de investigación a realizarse en este capítulo, se agrega que es del tipo cualicuantitativa, debido a que reúne características cualitativas de la zona de estudio como son la ubicación geográfica, tipo de subcuenca, tipo de cauce y orden de corriente, etc., de igual manera las variables cuantitativas, entre las que se incluyen las del tipo fisiográficas, como lo son el perímetro, área, pendiente de la cuenca, etc. Siendo que como objeto de la presente investigación se trata de un sistema de drenaje sostenible para la subcuenca “SCC05” del IMPLAN. Se hace uso de los principios de los SUDS, a partir del análisis estadístico histórico de las precipitaciones pluviales ocurridas en la zona de estudio, registradas por CONAGUA y de la topografía predominante en el lugar.

En este tipo de estudios es necesario no solo hacer los cálculos estadísticos e hidráulicos correspondientes, sino a su vez, analizar dicha información para lograr plasmar así la mejor propuesta de solución ante la problemática que se enfrenta (Orona, 2017).

De acuerdo con las características de la zona de estudio, y con la finalidad de contar con los elementos que permitieran ampliar el conocimiento sobre los procesos naturales del territorio, para conocer su problemática geológico-hidrometeorológica, limitaciones potenciales, así como los riesgos y vulnerabilidad a fenómenos naturales, se seleccionaron aquellas variables que se consideraron necesarias para dicha comprensión.

En primera instancia, se describen las características de los elementos seleccionados, para posteriormente, realizar un análisis de los procesos e integrar unidades de análisis de

acuerdo con la estructura y función ambiental de cada una de ellas (Atlas de Riesgos Naturales del Municipio de Santa Cruz Xoxocotlán, 2011).

Haciendo enfoque a la zona que nos concierne, se agrega que uno de los factores principales en donde el municipio de Hermosillo ha presentado una mayor afectación tanto a la infraestructura como a la población, es la inundación por encharcamiento. El municipio cuenta con varias áreas que flanquean el territorio y presentan este tipo de riesgo, ubicadas en diferentes sectores de la ciudad, pero para efectos del desarrollo de la presente investigación, específicamente es la zona que abarca la subcuenca SCC05, denominada así por el IMPLAN.

A efecto de ejemplificar los problemas que ocurren en la subcuenca antes mencionada objeto del presente estudio, se agregan a continuación dos imágenes (Figura 10 y 11) en donde la tormenta fue de máximo 75 mm (03 de Julio de 2021) y rebasó los registros ordinarios, según información difundida en los medios de comunicación digital.



Figura 10.- Inundación en cruce de Blvd. Navarrete y Blvd. Las Quintas por lluvias del 3 julio de 2021

Fuente: propia.



Figura 11.- Inundación, cruce de Blvd. Navarrete y Calzada San Bernardino por lluvia del 3 julio de 2021.

Fuente: propia.

Toda vez que se lleve a cabo el desarrollo de la presente investigación, se sentarán las bases para el establecimiento de una política pública aplicable en la región y de igual manera, se debe llevar a cabo el dimensionamiento de un proyecto aplicable, que para efectos de este proyecto, se realizan tres propuestas de solución, teniendo como base los principios referidos a los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, esto, para reducir las escorrentías que se generan en la zona de estudio y propiciar el desarrollo sostenible de la región.

Es justo precisar, que la elección de la mejor alternativa de solución, será aquella que deba cumplir con el mejor y más adecuado análisis económico, debido a que no es sólo proponer o desarrollar proyectos de solución, sino que hay que cumplir con todas y cada una de las factibilidades involucradas, y la económica es de las principales.

Toda vez que se ha descrito el análisis del proceso de información de las precipitaciones registradas en la mencionada estación, se procede con la aplicación del

software ArcGIS para realizar el Análisis Geográfico y de ese modo determinar las características fisiográficas de la subcuenca en estudio, entre las que se identifica el orden de corriente, tipo de cuenca, tipo de cauce principal, pendientes, etc., El análisis se describe de forma más detallada en el numeral 3.2 del presente capítulo, posterior a esto, y en miras de la implementación de una metodología para la estimación de caudales, se hizo uso del método racional, que es el más utilizado en la zona para este fin.

Del mismo modo se realizaron los cálculos de tiempo de concentración, intensidad de la tormenta de diseño, período de retorno, coeficiente de escurrimiento, para de este modo, y teniendo información exacta y completa, proponer dos estrategias de solución mediante la aplicación de diseños con metodología convencional y además la aplicación de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, específicamente de infiltración/ detención utilizando una herramienta en línea denominada StormTech de la empresa ADS (Advanced Drainage Systems), que se describe de forma detallada en capítulos siguientes.

### **3.1 Análisis Hidrológico**

El procesamiento estadístico del registro disponible de lluvias máximas diarias tuvo como objetivo cuantificar las lluvias máximas en 24 horas de diversos períodos de retorno ( $T_r$ ), los cuales se determinaron de manera que cumplieran las necesidades de diseño de las estructuras hidráulicas, a través de las lluvias máximas en 24 horas por medio de las Curvas Precipitación-Duración-Período de Retorno (Campos D. , 1998), como se citó en (Orona, 2017).

Previo al inicio del presente análisis, se recopiló información de las estaciones climatológicas que existen en el Estado; pero fundamentalmente en las más cercanas al área de estudio, en la zona urbana de Hermosillo, Sonora.

Toda vez que se ha identificado el análisis de las estaciones climatológicas (ver Figura 12), se seleccionó la más cercana al área de estudio para llevar a cabo el desarrollo de la presente investigación, del portal del Servicio Meteorológico Nacional se capturaron los datos correspondientes a la estación climatológica del observatorio de Hermosillo, con clave 26040. Ésta es la zona de captura de información estadística mejor complementada, no sólo

para el polígono de interés sino para la localidad entera (Servicio Meteorológico Nacional, 2020).

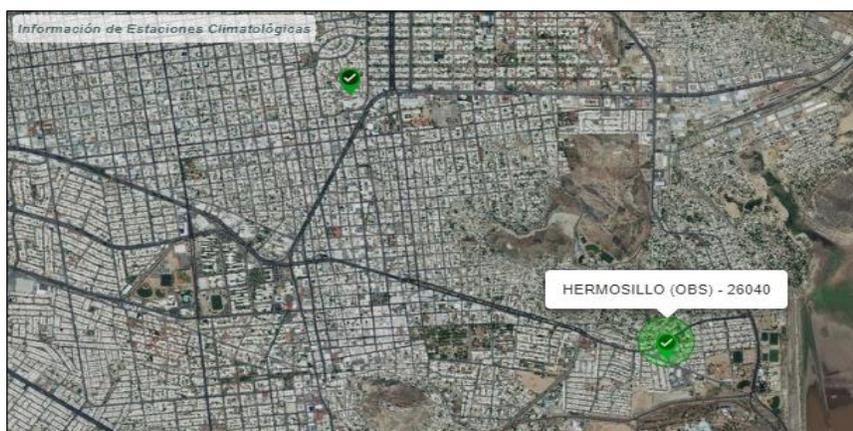


Figura 12.- Ubicación geográfica estación climatológica 26040.

Fuente: Información Estadística Nacional (Servicio Meteorológico Nacional, 2020).

La base de datos contiene precipitaciones pluviales, al igual que temperaturas máximas y mínimas desde el inicio de su gestión en enero de 1982 y hasta el 31 de diciembre de 2018 (36 años de información). Este procedimiento conduce a obtener los eventos pluviales máximos en 24 horas organizados por meses y años, realizando operaciones que proyecten máximos anuales. Esto tiene como objetivo el diseño de las lluvias para diferentes períodos de retorno y diferentes duraciones de tormenta.

Hablando específicamente de la obtención de los períodos de retorno, se agrega que para determinar éstos, se utilizó el método de Weibull, que es de los más usados para el análisis de periodos de retorno y probabilidades, cuya Ecuación 1 se describe a continuación:

Ecuación 1.- Fórmula de Weibull para la estimación de períodos de retorno ( $Tr$ ).

$$Tr = \frac{m+1}{n} \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

$Tr$  = período de retorno en la serie anual de máximos, en años.

$n$  = número total de eventos en la serie anual, igual al número de años de registro.

$m$  = número del orden del evento, arreglados en forma decreciente, es decir, uno para el mayor y  $n$  para el menor.

Toda vez que se ha procesado la información estadística de los datos pluviales de la estación pluviométrica seleccionada, se elegirá el período de diseño recomendable para la construcción de obras de drenaje.

Retomando las definiciones de periodo de retorno y período de retorno de diseño del MAPAS de la CONAGUA (2007), se agrega que en el diseño de diversas obras de ingeniería, como es, por ejemplo, un sistema de alcantarillado pluvial, se manejan una serie de términos como: periodo de retorno, periodo de diseño, vida útil, periodo de retorno de diseño y periodo económico de diseño. Todos ellos son parámetros de diseño que deben tenerse en cuenta al construir una obra.

El período de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio y se denomina periodo de retorno de diseño cuando corresponde al periodo del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras.

No debe confundirse el término anterior con el periodo de diseño, que es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una obra alcance su nivel de saturación o insuficiencia; este periodo debe ser menor a la vida útil de la misma (CONAGUA, 2007).

En la Tabla 2 se enlistan los períodos de retorno para el diseño de estructuras menores:

Tabla 2.- Períodos de retorno de diseño para estructuras menores.

<b>Tipo de estructura</b>	<b>T (años)</b>
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	De 5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	De 1 a 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	De 2 a 10

Fuente: Elaboración propia con información de la Comisión Nacional del Agua, 2007.

Para ello, es conocido que se implementa en el estudio un valor de 10 años, el cual se corrobora de manera teórica consultando bibliografía al respecto para elementos como el colector y emisor y de igual manera para el drenaje urbano.

Posterior al planteamiento antes desarrollado, se analiza el siguiente mapa (ver Figura 13), partiendo de esto y con ayuda del mapa, se determinará un factor de corrección por convección a las diferentes ubicaciones geográficas del país, con el cual se relaciona la precipitación máxima de 1 hora con la de 24 horas determinado por Baeza (2007), aplicable a la República Mexicana (Del Ángel González & Domínguez Mora, 2013), teniendo para el Estado de Sonora zonas que varían este factor entre 0.37 y 0.55, sin embargo la mayor parte del territorio cuenta con una valor predominante y mayor a 0.55. Con fines prácticos del análisis se tomará ese valor. En la Tabla 3 se agregan los resultados obtenidos.

Tabla 3.- Resultado de las precipitaciones corregidas por el factor de conversión por convección.

De acuerdo con el Estado:	Factor de corrección por convección	0.55
Sonora: Est 26040	$P^{24}_2$ (mm):	63.17
Hermosillo Obs	$P^{60}_2$ (mm):	34.74

Fuente: Elaboración propia.

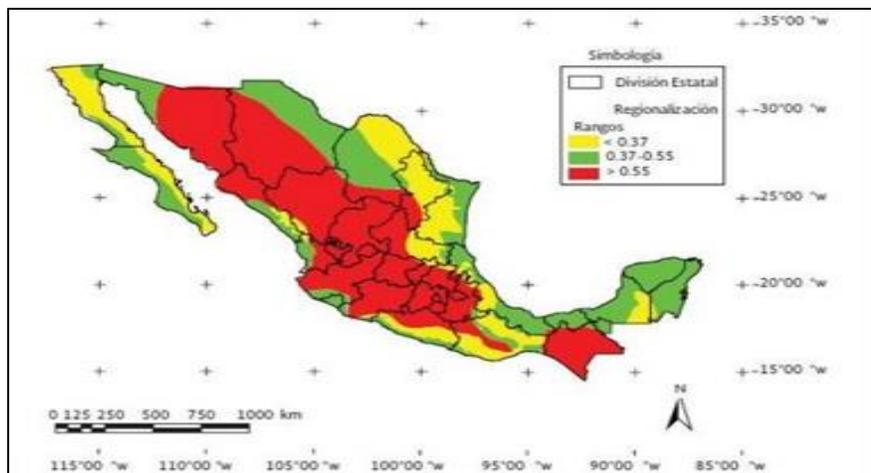


Figura 13.- Valores del coeficiente k.

Fuente: Baeza Ramírez, 2007.

En la tabla anterior se hace visible la precipitación máxima; primeramente para un período de retorno de 2 años y duración de 24 hrs tomado y afectado por el intervalo fijo de observación de Weiss (FA=1.13), para posteriormente multiplicarla por el valor del coeficiente k y así obtener una precipitación para un período de retorno igual y una duración de 60 minutos.

Seguido de esto, se procedió a realizar el análisis de las precipitaciones e intensidades en donde se empleó la ecuación generalizada de Frederick Charles Bell (1969) para calcular las lluvias de diseño en la zona de estudio.

Dicha Ecuación 2 es:

Ecuación 2.- Ecuación generalizada de Frederick Charles Bell.

$$P_{Tr}^t = (0.35 \ln Tr + 0.76)(0.54 t^{0.25} - 0.50)P_2^{60} \quad \text{Ec. (2)}$$

Donde:

$P_T$  = lámina de lluvia para un  $Tr$  (años) dado y una duración  $t$  dada (min).

$Tr$  = tiempo de retorno de diseño o de cálculo (años).

$t$  = duración de la lluvia (min).

$P_2^{60}$  = lámina de lluvia con duración de una hora (60 min) para un tiempo de retorno de 2 años (mm).

La ecuación que Bell desarrolló en 1969 es válida para todos aquellos valores dentro de los siguientes parámetros, para períodos de retorno comprendidos entre los 2 y 100 años y duraciones de 5 a 120 minutos.

El parámetro  $P_2^{60}$  recibió atención de los investigadores posteriormente y se dieron recomendaciones para su valuación cuando no se tienen datos de precipitación y duración como es muy común en hidrología superficial.

Siguiendo con el procedimiento, se enlista a realizar los hietogramas de diseño pertenecientes a cada período de retorno en cuestión. Un hietograma de diseño refleja la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo del período de tiempo más crítico en la tormenta en un punto y para un período de retorno establecido (San Román, Consultado en 2021).

El método que se usó en este estudio fue el de los bloques alternos “alternating block method” (Chow, Maidment, & Mays, 1994). En donde una regla general es colocar la parte más intensa entre un tercio o la mitad de la duración de la lluvia e ir variando las diferentes precipitaciones alternadamente y en orden ascendiente.

En la Figura 14 se ilustra de forma general el procedimiento que servirá de base para realizar el análisis hidrológico, el cual será de mucha importancia al calcular la intensidad de la precipitación en la zona de estudio y de ese modo calcular el caudal que escurre sobre la avenida o cauce principales.

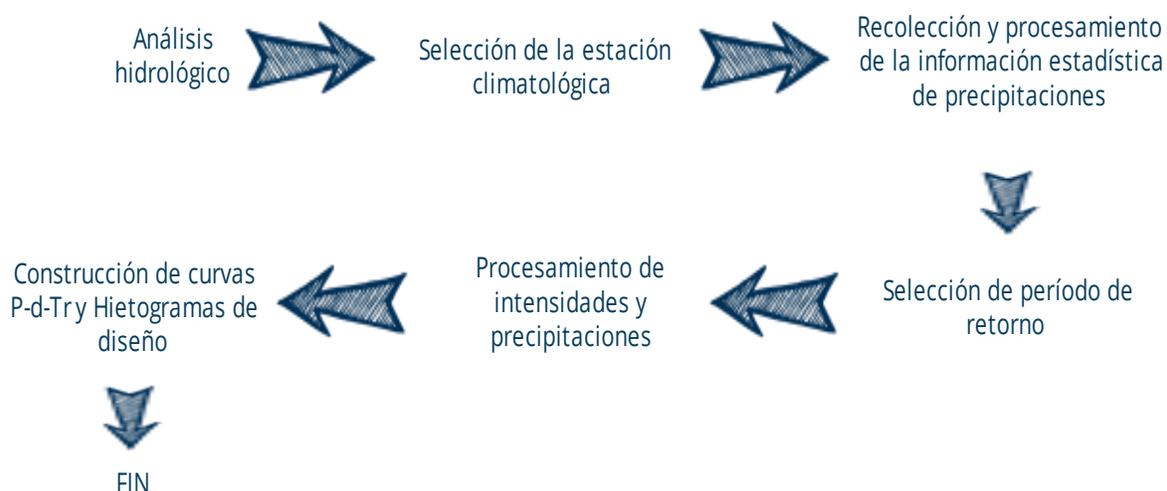


Figura 14.- Procedimiento para determinar las curvas PDTr y hietograma.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2 Análisis Geográfico aplicando un SIG

En este análisis se tendrán dos vertientes, para llevar a cabo la comparación del análisis propio realizado a la subcuenca mediante ArcGIS con lo que ya se cuenta como subcuenca de estudio, tomada del IMPLAN en su versión 2010. Dicha comparativa sirve de base para llevar a cabo el análisis fisiográfico que se aborda en el capítulo siguiente.

Es necesario agregar la siguiente tabla (Tabla 4) enlistando las ventajas que tiene ArcGIS sobre otros softwares GIS que fueron tomadas en cuenta para seleccionarlo y llevar a cabo este procesamiento:

Tabla 4.- Ventajas de ArcGIS sobre otros softwares.

---

<b>VENTAJAS</b>
Permite crear, compartir y utilizar mapas inteligentes; compilar información geográfica; crear y administrar bases de datos geográficas; resolver problemas con el análisis espacial; crear aplicaciones basadas en mapas; dar a conocer y compartir información mediante la geografía y la visualización, etc.
Facilidad de acceso al mismo, por el manejo de datos y porque ofrece una interfaz muy amigable y un entorno más ordenado.
Permite crear y administrar información 3D, 4D y 5D en proyectos de construcción.
Permite shapefiles, NetCDF, KML / KMZ, archivos CAD (DGN, DWG y DXF), mediante un plugin permite NETCDF, GML, GPX, GeoJSON, PostGIS, GeoPackage u OpenStreetMap y Protocolbuffer Binary Format

---

Fuente: Elaboración propia con información de <https://resources.arcgis.com/> e <https://ingenieriaambiental.net/qgis-vs-arcgis/amp/>, 2022.

Previo al inicio del presente estudio se utilizó la herramienta Mapa Digital de México para buscar la o las cartas topográficas donde se encuentra la zona de estudio, posteriormente esas cartas se buscan en la base de datos del Continuo de Elevaciones Mexicano en el apartado de Relieve Continental y se descarga en formato GRID.

Para efectos del presente trabajo de investigación se encontró que forman parte del área de aportación del área de estudio, modificado de la subcuenca SCC05 (2010) las cartas H12C49F2 y H12D41D1, en escala 1:10,000.

Los archivos que carecen de un sistema de coordenadas de referencia tendrán que ser sometidos a un proceso de asignación de éste mediante la herramienta “Project Raster”. De igual forma y como el área de aportación se encuentra entre las dos cartas que se descargaron anteriormente, se procederá a realizar una unión de éstas mediante la herramienta “Mosaic to New Raster”.

Una vez que se cuenta con el nuevo ráster, se procederá a realizar un recorte de éste con la herramienta “Clip”, el cual sirve para acotar la carta topográfica a la zona de estudio y por ende efficientizar los procesos posteriores y obtener mejores resultados.

Toda vez que se ha realizado este proceso, seguido se inserta la planimetría existente en la zona de estudio realizada con la herramienta Google Earth y a través del comando “KML to Layer”. Seguido de esto, se procede a realizar un polígono representativo de la subcuenca, este, como resultado de la primera comparativa realizada y tomándose como objeto de estudio, la subcuenca SCC05 (2010) y la subcuenca modificada de la anterior (2018).

Posterior a esto se sigue una serie de pasos que llevarán a obtener las líneas de corriente prevalecientes en la subcuenca, para esto, haciendo un análisis de la altimetría y conocer exactamente por donde es que fluye el agua cuando se presenta un evento de lluvia; los procesos utilizados para este fin y los “plugins” que se usaron se agregan a continuación en el orden que fueron utilizados:

- ❖ Create Fishnet: Será la base para crear una ilusión espacial del terreno natural al dar valores de elevaciones utilizando el ráster con el que se cuenta.
- ❖ Clip: Sirve para cortar la capa de puntos creada anteriormente con el polígono de área de influencia o subcuenca.
- ❖ Extract Values to Points (Spatial Analyst): Se utiliza para dar valores de elevación a la capa de puntos del área de influencia.
- ❖ Buffer: Servirá para crear polígonos obedeciendo ciertas características que se tienen como referencia.
- ❖ (Mediante XToolsPro) Features Conversions: Con esta herramienta se procede a convertir todos y cada uno de los polígonos creados en la planimetría y el buffer de la planimetría a líneas, para de ese modo convertirlos posteriormente a puntos con distancias justificadas a criterio o acorde a las necesidades del usuario o proyecto. A todos estos puntos obtenidos se les dará un valor de elevación utilizando la herramienta “Extract Values to Points”.
- ❖ Erase: Se utiliza para realizar recortes a ciertos archivos con diferentes formatos, esto siguiendo el proceso correspondiente.
- ❖ Merge: Herramienta de unión de diferentes capas trabajadas con anterioridad y que es necesario tenerlas juntas para seguir con el proceso.

- ❖ Create TIN: Este tipo de archivos son datos geográficos digitales y son el resultado de las operaciones anteriores, mismo que se basa en vectores y se consigue mediante la triangulación de diferentes vértices (ESRI, 2021).
- ❖ TIN to Ráster: Es una herramienta que permite diseñar archivos que consisten en una matriz de celdas o píxeles organizados en filas y columnas (ESRI, 2021), que servirá para posterior desarrollo y que cuenta con la información espacial prevaliente en la zona de estudio.
- ❖ (Mediante Hec-GeoHMS) Fill Sinks: Llena los “rejas” en una rejilla. Si una celda está rodeada por celdas de mayor elevación, el agua queda atrapada en esa celda y no puede fluir. la herramienta de llenado de “rejas” modifica el valor de elevación para eliminar estos problemas (Blanco, 2016).
- ❖ (Mediante Hec-GeoHMS) Flow Direction: Genera la cuadrícula de dirección del flujo donde cada celda indica la dirección del descenso más pronunciado desde esa celda (Blanco, 2016).
- ❖ (Mediante Hec-GeoHMS) Flow Accumulation: Calcula la cuadrícula de acumulación de flujo que contiene el número acumulado de celdas aguas arriba, para cada celda en la cuadrícula de dirección del flujo de entrada (Blanco, 2016).
- ❖ (Mediante Hec-GeoHMS) Stream Definition: Toma una cuadrícula de acumulación de flujo como entrada y crea una cuadrícula de flujo para un espacio definido por el usuario.
- ❖ (Mediante Hec-GeoHMS) Stream Segmentation: Crea una cuadrícula de segmentos de arroyos que tienen una identificación única (Blanco, 2016).

En la Figura 15 se agrega el procedimiento realizado de forma general en el software ArcGIS, el cual fue seleccionado para tal fin teniendo en consideración las ventajas que se tienen con este software de los otros que son para la misma finalidad.

Este análisis resulta de suma importancia en el cálculo de la geometría de la microcuenca de la zona de estudio, la cual está directamente ligada con el cálculo del gasto que se presenta en el lugar y a su vez con el diseño de las estrategias de solución.

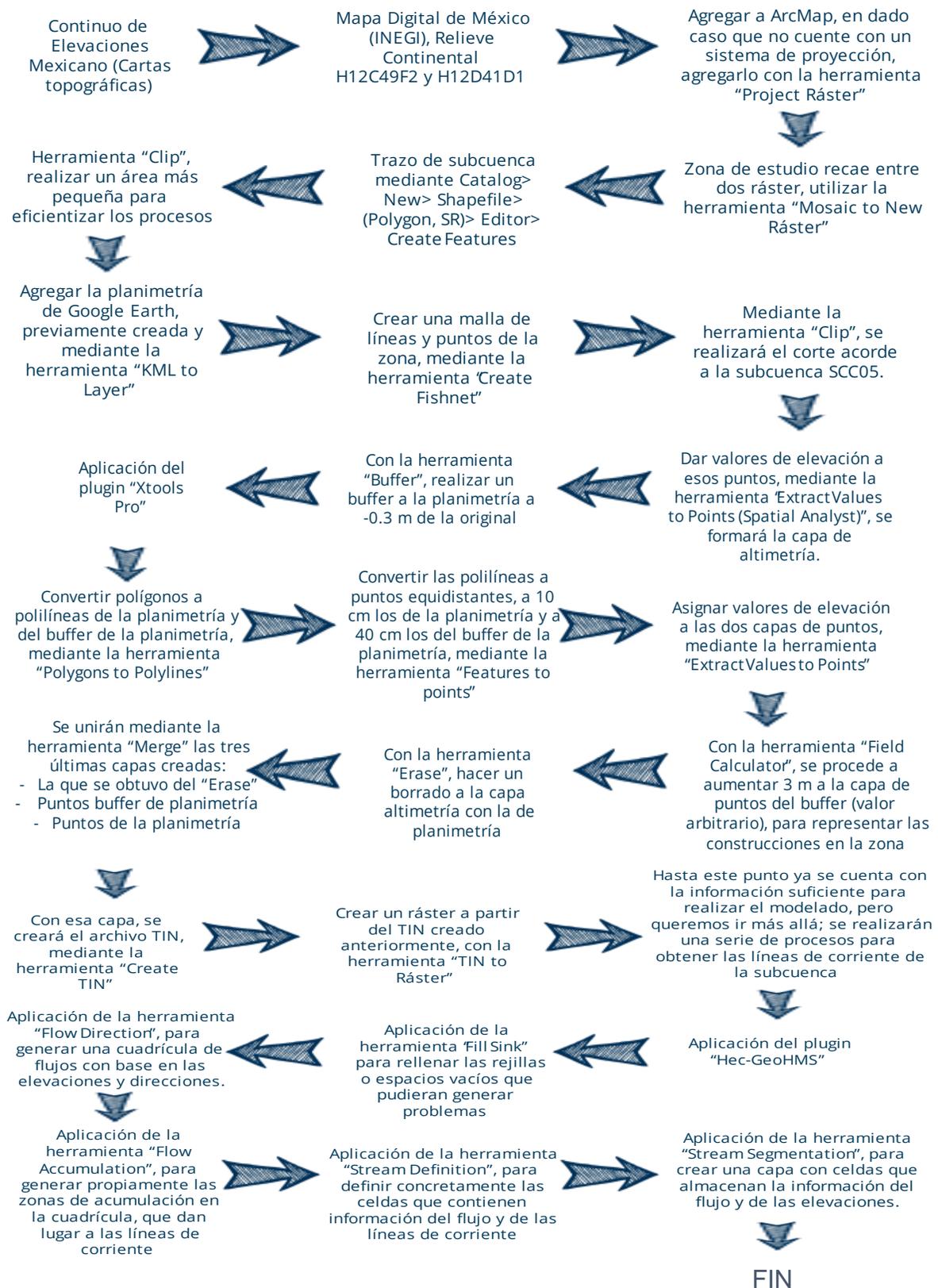


Figura 15.- Procedimiento para el análisis geográfico aplicando un SIG.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.3 Análisis Fisiográfico

Este análisis consiste en la identificación de los parámetros fisiográficos que se presentan en la zona de estudio, los cuales son muy importantes debido a que de ellos depende el resultado final en el cálculo del caudal máximo que escurre sobre el cauce principal identificado como Blvd. Juan Navarrete. Para esto, se describen a continuación los siguientes parámetros.

#### 3.3.1 Pendiente media del cauce principal

Existen diferentes métodos para el cálculo de la pendiente del cauce principal (por donde escurre y se integra la mayor parte del agua en la microcuenca), pero para efectos del presente trabajo, se utilizará el método de las elevaciones, haciendo uso de la siguiente fórmula y para lo cual se tiene la Ecuación 3:

Ecuación 3.- Método de las elevaciones para el cálculo de la pendiente del cauce principal.

$$Sc = \frac{H}{Lc} \quad \text{Ec. (3)}$$

Donde:

Sc = Pendiente del cauce principal, adimensional.

H = Desnivel de terreno (cota mayor – cota menor), en m.

Lc = Longitud del cauce principal, en m.

Para hacer uso de este método, sólo basta conocer los valores de las cotas topográficas del punto más y menos elevado del cauce principal de la microcuenca y la longitud de este; para de ese modo, sacar una diferencia de niveles y dividir entre la longitud. Se decidió utilizar este método, debido a que el estudio se desarrolla en el entorno urbano, de esta manera se evitan las sinuosidades y cambios repentinos de dirección en el cauce a lo largo de la microcuenca, a como ocurre en una zona en estado natural sin urbanización.

Es muy importante, hacer mención que las cotas topográficas utilizadas en el desarrollo de este método, se obtuvieron mediante la utilización del software Google Earth, por lo que para tener una medida más exacta, sería justo visitar la zona y tomar niveles con equipo especializado en el rubro.

### 3.3.2 Coeficiente de escurrimiento

(Chow, Maidment, & Mays, 1994) definieron el coeficiente de escurrimiento como la relación entre el escurrimiento directo y la intensidad promedio de la precipitación en una tormenta. Este coeficiente varía teóricamente entre 0 y 1, y refleja la habilidad de la cuenca de convertir la lluvia en escurrimiento.

La parte de la lluvia máxima que llega a la salida de cuenca, depende básicamente del porcentaje de superficie impermeable, de su pendiente y de las características de la superficie ante el encharcamiento. Las superficies impermeables como el pavimento de concreto y los pavimentos de asfalto, producirán cerca del 100% de escurrimiento cuando están mojados, sin importar su pendiente, tomado de (Orona, 2017), con referencia de (Toscano Arano, 2011). En la Tabla 5 se muestran valores C a utilizarse cuando el período de retorno es menor o igual a 10 años.

Tabla 5.- Valores del Coeficiente de Escurrimiento ( C ) del Método Racional.

Uso del terreno	C	Uso del terreno	C
Comercial		Calzadas y caminos	0.70-0.85
Centro de la ciudad	0.70-0.95	Techos	0.75-0.95
Zonas periféricas	0.50-0.70	Áreas de césped	
Residencial		Suelo arenoso, terreno plano (2%)	0.05-0.10
Áreas de casas familiares	0.30-0.50	Suelo arenoso, terreno medio (2-7%)	0.10-0.15
Multifamiliares separados	0.40-0.60	Suelo arenoso, terreno inclin. (>7%)	0.15-0.20
Multifamiliares juntos	0.60-0.75	Suelo arcilloso, terreno plano (2%)	0.13-0.17
Suburbano	0.25-0.40	Suelo arcilloso, terreno medio (2-7%)	0.18-0.25
Áreas de apartamentos	0.50-0.70	Suelo arcilloso, terreno inclin. (>7%)	0.25-0.35
Industrial		Terrenos agrícolas	
Áreas esparcidas	0.50-0.80	Áreas de suelo desnudo liso	0.30-0.60
Áreas densas	0.60-0.90	Áreas de suelo desnudo rugoso	0.20-0.50
Parques y cementerios	0.10-0.25	Cultivos en surco	
Campos de juego	0.20-0.35	Suelo arcilloso en descanso	0.30-0.60
Patios de ferrocarril	0.20-0.40	Suelo arcilloso cultivado	0.20-0.50

Áreas incultas	0.10-0.30	Suelo arenoso en descanso	0.20-0.40
Calles o pavimentos		Suelo arenoso cultivado	0.10-0.25
Asfalto	0.70-0.95	Pastizal en suelo arcilloso	0.15-0.45
Concreto	0.80-0.95	Pastizal en suelo arenoso	0.05-0.25
Ladrillo	0.70-0.85	Bosques	0.05-0.25

Fuente: Elaboración propia con datos de Campos, 2010.

De forma general para el cálculo del coeficiente de escurrimiento de la microcuenca, es necesario y gran importancia conocer el área de ésta, así como también estos valores o variables, tipo de superficie de la cual está compuesta la microcuenca, cómo por ejemplo si cuenta con calles de tierra, pavimento o concreto, áreas verdes, panteones, áreas agrícolas, etc., para de este modo calcular un promedio ponderado del coeficiente de escurrimiento; a este método se le pudiera llamar “**Método 1**”, debido a que a continuación se describirá uno diferente pero con el mismo fin.

Ahora bien, el “**Método 2**”, consiste en tomar valores pero para las áreas urbanas, que dependen del tipo de superficie y esta a su vez del período de retorno seleccionado para el cálculo del gasto, para el cual, se agrega a continuación en la Tabla 6.

Tabla 6.- Coeficiente de Escurrimiento ( C ), de acuerdo con el uso de suelo y períodos de retorno.

Valores del Coeficiente de Escurrimiento ( C ) del método Racional							
Características de la superficie	Período de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>URBANIZADA</b>							
Superficie asfáltica	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto y/o azoteas	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.)							
Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio (2 al 7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Con pendiente (>7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (el pasto cubre del 50 al 75% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (el pasto cubre más del 75% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2 al 7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56

Con pendiente (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
---------------------	------	------	------	------	------	------	------

Fuente: Elaboración propia con datos de Campos, 2010.

### 3.3.3 Tiempo de concentración

Los parámetros hidrológicos de una cuenca son estimaciones que involucran varias propiedades físicas de ésta y que tienen una aplicación directa en los cálculos o estimaciones hidrológicas. Ejemplos de tales parámetros son el tiempo de concentración y el número N que caracteriza numéricamente los complejos hidrológicos suelo-cobertura en la estimación del escurrimiento directo. Por lo tanto, el tiempo de concentración (Tc) se define como el lapso que tarda el escurrimiento de una tormenta en viajar desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida de la cuenca, o bien el tiempo transcurrido desde el final de la tormenta hasta el término de su hidrograma de escurrimiento superficial, tomado de (Orona, 2017), con referencia de (Campos D. , 2010).

Para efectos de este estudio, se utilizarán tres fórmulas o métodos para la estimación del Tiempo de Concentración (Tc), de las cuales se tomará un promedio de estas para tener un valor más cercano a la realidad, de esta manera, se agrega que dichos métodos serán:

**Método de Kirpich:** Este fue desarrollado a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%), su ecuación (Ecuación 4) es:

Ecuación 4.- Fórmula del Método de Kirpich.

$$Tc = 0.0078 L_p^{0.77} S_c^{-0.385} \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (min).

Lp = Longitud del cauce principal (pies).

Sc = Pendiente del cauce principal (m/m).

**Método de Rowe:** Se utiliza para calcular el Tc de cuencas naturales de áreas cuya extensión excede los 3,000 km<sup>2</sup>, su ecuación (Ecuación 5) es:

Ecuación 5.- Fórmula del Método de Rowe.

$$T_c = \left( \frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec (5)}$$

Donde:

T<sub>c</sub> = Tiempo de concentración (hora).

L = Longitud del cauce principal (km).

H = Diferencia de nivel (m)

**Método de Bransby-Williams:** Este método se recomienda para todas aquellas cuencas con área menor a 75 km<sup>2</sup>, su ecuación (Ecuación 6) es:

Ecuación 6.- Fórmula del método de Bransby-Williams.

$$T_c = 14.6 L A^{-0.1} S_c^{-0.2} \quad \text{Ec (6)}$$

Donde:

T<sub>c</sub> = Tiempo de concentración (min).

L = Longitud del cauce principal (km).

A = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

S<sub>c</sub> = Pendiente del cauce principal (m/m).

Las estimaciones del T<sub>c</sub> realizadas basándonos en las fórmulas empíricas pueden conducir a valores erróneos cuando se aplica una sola ecuación, en una cuenca que no tiene similitud con las que se emplearon para su deducción. Debido a ello, es recomendable emplear más de una ecuación, para disponer de varios resultados, de manera que el análisis de éstos en relación con la similitud de la cuenca y el predominio del flujo permitirá concluir sobre el valor más conveniente para el T<sub>c</sub> que se estima, tomado de (Orona, 2017), con referencia de (Toscano Arano, 2011). Por lo que, para lograr un resultado más cercano al real, se promedian los valores de T<sub>c</sub> obtenidos, cómo se comentó anteriormente.

### 3.3.4 Gasto máximo en la microcuenca

El método racional es un modelo hidrometeorológico para la obtención del caudal máximo de escorrentía de una cuenca, mediante un periodo de retorno determinado, y aplicando la siguiente ecuación (Ecuación 7):

Ecuación 7.- Método racional para la estimación de caudales.

$$Q = 0.2778 * C * i * A \quad \text{Ec. (7)}$$

Donde:

Q = Gasto máximo (m<sup>3</sup>/s)

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de la lluvia (mm/h)

A = Área de la microcuenca (km<sup>2</sup>)

La concepción fundamental del método Racional establece que la intensidad de lluvia *i* comienza instantáneamente y continúa indefinidamente, la cantidad de escurrimiento de agua se va incrementando hasta alcanzar el tiempo de concentración (*T<sub>c</sub>*), cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. Por lo anterior, la intensidad *i* tiene una duración igual al *T<sub>c</sub>* y corresponde al periodo de retorno de la creciente o gasto máximo que se estima. El cociente entre el producto de la intensidad de lluvia *i* por el área de cuenca *A* y el gasto máximo *Q*, que ocurre al llegar al *T<sub>c</sub>*, se denomina coeficiente de escurrimiento *C* y lógicamente varía de cero a uno (Orona, 2017).

### 3.4 Canal rectangular embovedado

Al momento de realizar el diseño de una canal rectangular se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones que se aprecian en la Figura 16:

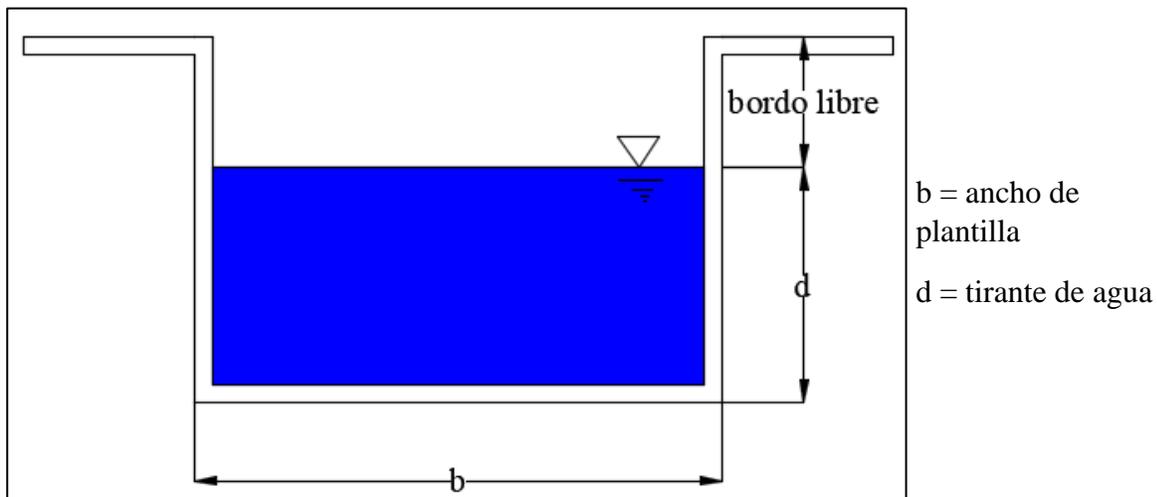


Figura 16.- Sección típica de un canal rectangular.

Fuente: Elaboración propia.

Para este tipo de canal (rectangular), la sección de máxima eficiencia es:  $b = 2d$ , de ese modo se deduce que el área hidráulica es igual a  $A = 2d (d) = 2d^2$ .

Se llevará a cabo el diseño del canal, partiendo de la fórmula del gasto  $Q = A_H \times V$  (gasto es igual al producto del área hidráulica por la velocidad del flujo), considerando que la velocidad del flujo es igual a  $V = 1/n \times R_H^{2/3} \times S^{1/2}$  (la velocidad del flujo es igual al producto de uno sobre el coeficiente de rugosidad del material de revestimiento por el radio hidráulico elevado a las dos tercios por la pendiente del cauce elevado a la un medio) y el radio hidráulico es igual a  $R_H = A_H / P_M$  (radio hidráulico es igual al área hidráulica dividida entre el perímetro mojado). Partiendo de esto, se tiene la (Ecuación 8), la cual se resolverá por tanteos para encontrar un tirante adecuado para el canal en cuestión.

$$Q = A_H \times \left( \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \right) \Rightarrow Q = \frac{1}{n} \times A_H \times \left( \frac{A_H}{P_M} \right)^{2/3} \times S^{1/2} \Rightarrow Q = \frac{1}{n} \times A_H \times \left( \frac{A_H^{2/3}}{P_M^{2/3}} \right) \times S^{1/2}$$

Ecuación 8.- Ecuación del gasto para el diseño de canales rectangulares.

$$Q = \frac{A_H^{5/3} \times S^{1/2}}{n \times P_M^{2/3}} \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde:

$Q$  = Gasto máximo ( $m^3/s$ )

$A_H$  = Área hidráulica ( $m^2$ )

$S$  = Pendiente del cauce principal ( $m/m$ ).

$n$  = Coeficiente de Manning

$P_M$  = Perímetro mojado ( $m$ )

De igual manera, y una vez que se tiene el diseño de la geometría en su determinado caso, esa misma geometría se debe someter a un análisis para saber si es viable recomendarla en su diseño final. De ese modo, la parte complementaria de esta propuesta será verificar que la velocidad del flujo cumpla con los parámetros por norma para este tipo de estructuras, en donde marca que para un canal de concreto, la velocidad mínima y máxima serán:

$$V_{min} = 1 \text{ m/s} \text{ y } V_{max.} = 2.5 \text{ a } 10 \text{ m/s}$$

Pero para esto, se debe tener en cuenta la Ecuación 9, que se agrega a continuación y es necesaria para calcular la velocidad del flujo:

Ecuación 9.- Fórmula de Manning para la velocidad del flujo.

$$V = \frac{1}{n} x R_H^{2/3} x S^{1/2} = \frac{1}{n} x \left( \frac{2d^2}{4d} \right)^{2/3} x S^{1/2} \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

V = Velocidad del flujo (m/s)

n = Coeficiente de Manning

R<sub>H</sub> = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente del cauce principal (m/m).

d = Tirante de agua (m)

Posterior a esto, se revisa que el flujo en el canal sea subcrítico, y no pueda caer en un flujo crítico o supercrítico ya que este último flujo se presenta cuando la velocidad es alta. Para esto, se analizará el número de Froude.

El número de Froude se utiliza para caracterizar el flujo subcrítico o supercrítico, si F<1 el flujo es subcrítico F>1 es supercrítico. El valor de 1 corresponde al estado de flujo crítico.

La ecuación de Froude se agrega a continuación en la (Ecuación 10):

Ecuación 10.- Ecuación de Froude para el tipo de flujo.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g x d}} \quad \text{Ec. (10)}$$

Donde:

F = Número de Froude

V = Velocidad del flujo (m/s)

g = Valor de la gravedad (9.80665 m/s<sup>2</sup>)

d = Tirante de agua (m)

### 3.4.1 Diseño de bocas de tormenta

Las bocas de tormenta son estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno, se ubican normalmente aguas arriba del cruce de calles y en avenidas de importancia, además de colocarse en puntos bajos de terreno evitando la acumulación de agua. Generalmente integradas con una rejilla que permite el acceso del agua y bloquea el paso de residuos de tamaños mayores que pueden obstruir las obras de conducción. Están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias que son arrastradas por el escurrimiento producto de la lluvia

La capacidad hidráulica de una boca de tormenta depende de su geometría y de las características de los colectores, es decir, del caudal que pueda captar la boca de tormenta y del caudal que pueda conducir la red de colectores (Santos Tellez & Albornoz Góngora, 2013).

Existe una gran variedad de bocas de tormenta, pero entre las más comunes se encuentran las del tipo rejilla, las de rejilla longitudinal y transversal, las de banqueteta y de igual manera las llamadas combinadas, que reúnen características de al menos dos de las mencionadas anteriormente. A continuación en la Figura 17, se muestran algunos tipos de boca de tormenta existentes y se agrega su descripción con información de (CONAGUA, 2007).

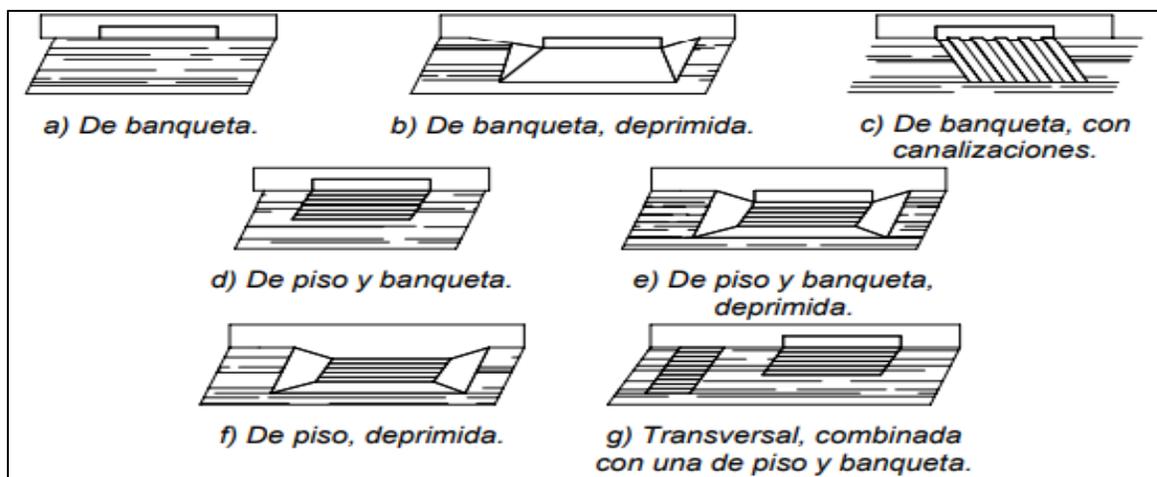


Figura 17.- Tipos de boca de tormenta.

Fuente: CONAGUA, 2007.

- a) Coladera de banqueta: Son las de menor capacidad, por lo que el albañal de conexión con las atarjeas es de 15 cm de diámetro.
- b) De banqueta, deprimida: Es similar a la coladera de banqueta sólo que en la entrada se le agrega una denominada “depresión” para lograr coleccionar mayor gasto.
- c) De banqueta, con canalizaciones: Similar a la coladera de banqueta y a la de banqueta deprimida, sólo que a esta en vez de una “depresión”, se le agregan canalizaciones para coleccionar más gasto.
- d) De piso y banqueta: Es una combinación de las de piso y de banqueta, por lo que posee mayor capacidad. El diámetro del albañal de conexión en este caso es de 20 cm.
- e) De piso y banqueta con depresión: Similar a la de piso y banqueta sólo que se le agrega la denominada “depresión” para coleccionar más flujo pluvial.
- f) De piso, deprimida: Poseen mayor capacidad que las de banqueta, sin embargo, el albañal de conexión con las atarjeas también es de 15 cm de diámetro y se le agrega una “depresión” para aumentar esa capacidad de recolección.
- g) Transversal, combinada con una de piso y banqueta: Este tipo de coladeras se construyen como canales con rejillas o en ocasiones con varios marcos y rejillas de hierro fundido como los que se emplean en las coladeras de piso. En calles cuyo ancho es menor a 6 m, el diámetro del albañal de conexión con las atarjeas es de 61 cm de diámetro, y cuando es mayor a 6 m, se instalan albañales de 76 cm de diámetro y tal como su nombre lo indica, es una combinación con una de piso y banqueta (descrita anteriormente) para aumentar al máximo la capacidad de recolección.

El gasto de diseño para bocas de tormenta, sumideros, coladeras o alcantarillas pluviales se puede estimar mediante el método racional, considerando: un coeficiente de escurrimiento ponderado acorde con el tipo y material de la superficie de rodamiento, la intensidad de lluvia (I) de diseño en mm/h con la duración de la tormenta de diseño (Santos Tellez & Albornoz Góngora, 2013).

Las coladeras de banqueta se instalan cuando la pendiente de la acera es menor del 2%; cuando se tienen pendientes entre 2 y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta, y para pendientes mayores del 5% se instalan únicamente coladeras de piso. Las coladeras de

tipo longitudinal de banquetas y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores del 5% y los caudales por captar son grandes. Si las pendientes de las calles son mayores del 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banquetas o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera. Como estas depresiones son molestas al tránsito se debe procurar hacerlas lo más ligeras posible (CONAGUA, 2007).

Al hacer un análisis de las alternativas antes planteadas, se opta por llevar a cabo el diseño de las bocas de tormenta del tipo transversales, que, a reserva de las modificaciones prevalecientes en la zona de estudio, se considera que son las que mejor se adaptan a las necesidades planteadas. Al tener en cuenta que la avenida por donde escurre la mayor parte del flujo es sobre el Blvd. Juan Navarrete, se opta por especificar en los croquis de las Figuras 18 y 19 la ubicación y tipo de coladeras o bocas de tormenta a considerar para la recolección del flujo.



Figura 18.- Ubicación de bocas de tormenta 1.

Fuente: Elaboración propia con imagen de ArcGIS.

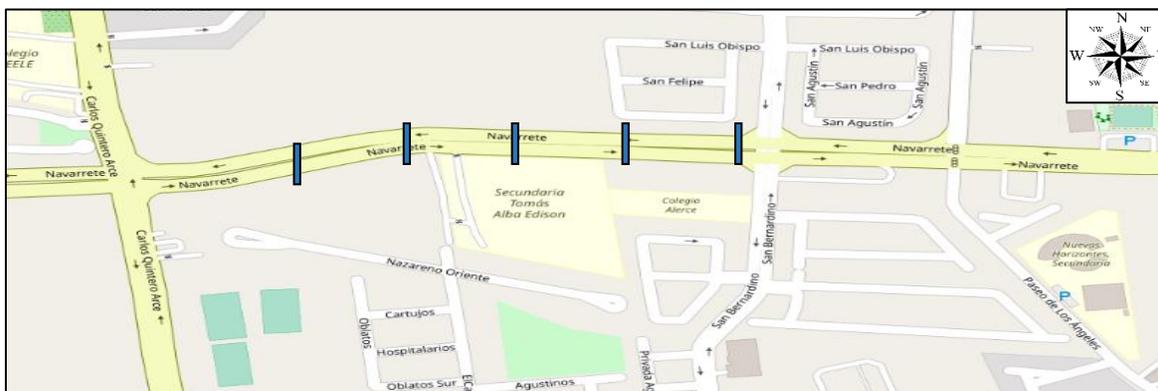


Figura 19.- Ubicación de bocas de tormenta 2.

Fuente: Elaboración propia con imagen de ArcGIS.

Una vez mencionado lo anterior, se establece que solamente es las rejillas transversales son adecuadas para grandes caudales y pendientes superiores al 5% y calles menores de 6 metros. Se debe prever que las rejillas tengan un asiento de neopreno o de un material que absorba los impactos, para la reducción de ruidos, golpes y daños a los vehículos al ser pisadas por llanta (Santos Tellez & Albornoz Góngora, 2013).

Por otra parte, la capacidad de una alcantarilla puede ser estimada en forma aproximada mediante algunos principios de Hidráulica (CONAGUA, 2007). Un caso es cuando la estructura de dicha coladera trabaja como orificio, y el segundo caso es cuando predomina el principio de vertedor de demasías (Orona, 2017). Para ello, supóngase que se tiene una coladera pluvial a como se muestra en la Figura 20.

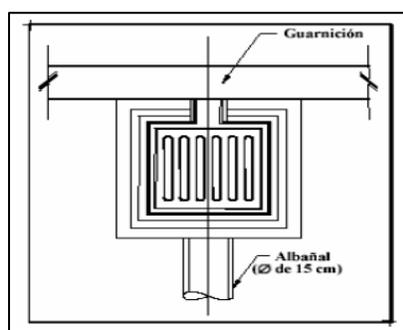


Figura 20.- Coladera de piso.

Fuente: CONAGUA, 2007.

El principio de funcionamiento como vertedor (Figura 21, izquierda) es cuando se distingue una carga ( $h$ ) del piso de la coladera hasta el nivel propio del agua en la misma que simule la cresta de un vertedor descargando el agua hacia abajo; mientras que la presencia del principio de descarga como orificio (Figura 21, derecha) es cuando el nivel del agua ahoga por completo o parcial a la rejilla.

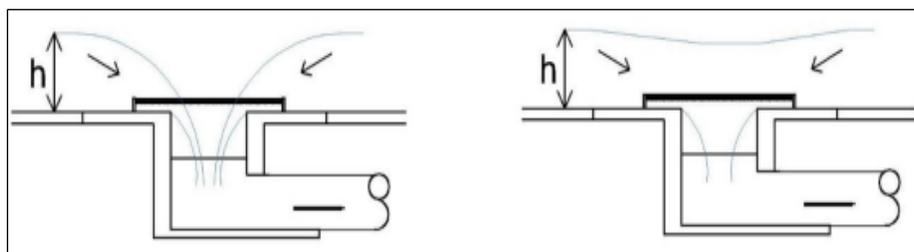


Figura 21.- Vista en perfil de la coladera de piso o tubo albañal.

Fuente: Orona, 2017.

El proceso del cálculo del gasto que pasará por la boca de tormenta estará determinado por el tipo, tamaño y diseño de la rejilla que se utilice, la capacidad hidráulica de ésta se podrá estimar considerando uno o ambos casos de los mencionados anteriormente.

Suponiendo que funcionan hidráulicamente como vertederos para pequeñas alturas (h) de agua menor o igual a la altura de la guarnición (h) se aplica la Ecuación 11, mostrada a continuación y obtenida de (Castañeda Galvis, 2004):

Ecuación 11.- Gasto para boca de tormenta tipo vertedero.

$$Q_w = C_w P h^{1.5} \quad \text{Ec. (11)}$$

Donde:

$Q_w$  = Capacidad del sumidero funcionando como vertedor ( $m^3/s$ )

$C_w$  = Coeficiente del vertedero = 1.66 en unidades métricas

$P$  = Perímetro de la rejilla, según lo mostrado en la Figura 22. Un factor de multiplicador cercano a 0.5 se recomienda ser aplicado al perímetro medido como factor de seguridad.

$h$  = Cabeza de altura permisible sobre la rejilla (m)

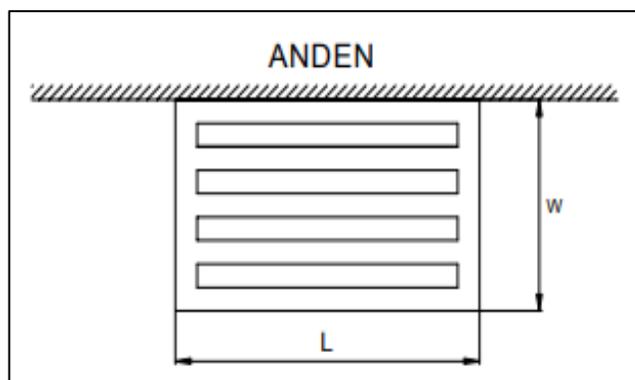


Figura 22.- Para el cálculo del perímetro de la rejilla.

Fuente: Castañeda Galvis, 2004.

Cuando está adyacente al andén

$$P = 2 * (W - \text{ancho de las barras}) + L$$

Cuando no tiene andén adyacente

$$P = 2 * (W + L - \text{barras})$$

$$A = W * L - \text{área de las barras}$$

En la situación de funcionamiento como orificio significa que se presentan alturas del agua (h) mayores que (h de guarnición), por lo que en términos prácticos la capacidad (Q) de la coladera es mediante la Ecuación 12, mostrada a continuación:

Ecuación 12.- Gasto para boca de tormenta tipo orificio.

$$Q_0 = C_0 A \sqrt{2 g h} \quad \text{Ec. (12)}$$

Donde:

$Q_0$  = Capacidad de la rejilla ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C_0$  = Coeficiente de orificio, valor recomendado de 0.67

$A$  = Área de las aberturas de la rejilla ( $\text{m}^2$ ), área total disponible para el flujo. Se recomienda aplicar un factor multiplicador de 0.5 aplicado al área como factor de seguridad.

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ )

$h$  = Cabeza de altura permisible del flujo sobre la rejilla

La eficiencia (E) de las coladeras o rejillas en la captación del agua pluvial difícilmente puede ser del 100%, pues está en función del gasto captado y el gasto que fluye por la calle. Teóricamente puede verse a como sigue (Ecuación 13), ya que si ambos gastos son iguales entonces solo así la eficiencia podría ser del 100%.

Ecuación 13.- Eficiencia de las bocas de tormenta.

$$E = \frac{Q_{\text{captación}}}{Q_{\text{calle}}} \quad \text{Ec. (13)}$$

Dicha eficiencia depende en gran parte de la pendiente longitudinal y transversal de la calle, así como de la magnitud del gasto (Q) que pasa por la calle respectiva (Campos D. , 2010). La eficiencia de entrada generalmente disminuye con el aumento del flujo de agua (Santos Tellez & Albornoz Góngora, 2013). La capacidad teórica de las calles según el ancho máximo inundable (1 metro en el área de la cuneta uniforme) con su respectiva pendiente transversal en rangos del 2 al 4%, permite reunir y conducir pequeños caudales a la red de drenaje (Trincado y otros, 2005). Sin embargo, para mayor rango de pendiente y mayor ancho inundable (2.5 metros del eje de la calle a la guarnición-cuneta), el gasto de flujo en la calle se incrementa considerablemente lo cual puede generar riesgos y convertirse intransitable para peatones y vehículos, tomado de (Orona, 2017).

La altura del agua en la cuneta (tirante  $d$ ) necesario para obtener el caudal de las coladeras, puede obtenerse directamente con la ecuación de Izzard, misma que se deriva de una modificación a la ecuación de Manning; o bien en el nomograma que resuelve la misma ecuación (Orona, 2017), misma que se obtiene de la Ecuación 14.

Ecuación 14.- Ecuación para el cálculo del tirante de agua sobre la boca de tormenta.

$$d = \left( \frac{Q_c}{0.375 \sqrt{S} \left(\frac{z}{n}\right)} \right)^{3/8} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

$Q_c$  = gasto de la calle, m<sup>3</sup>/seg.

$S$  = pendiente longitudinal de la calle.

$z$  = inverso de la pendiente transversal ( $1/z$ ).

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning para el material del pavimento.

$d$  = tirante del agua en la cuneta, m.

Ahora bien, el gasto de flujo en la calle ( $Q_c$ ) es el estimado a través de la ecuación del método racional obtenido para cada una de las microcuencas descritas previamente en el presente estudio, y que descargan el agua pluvial en la calle correspondiente, el cual para cada calle es dividido entre dos al considerar que el gasto se distribuye en dos partes por la propia pendiente transversal de la misma calle, como se observa en la Figura 23.

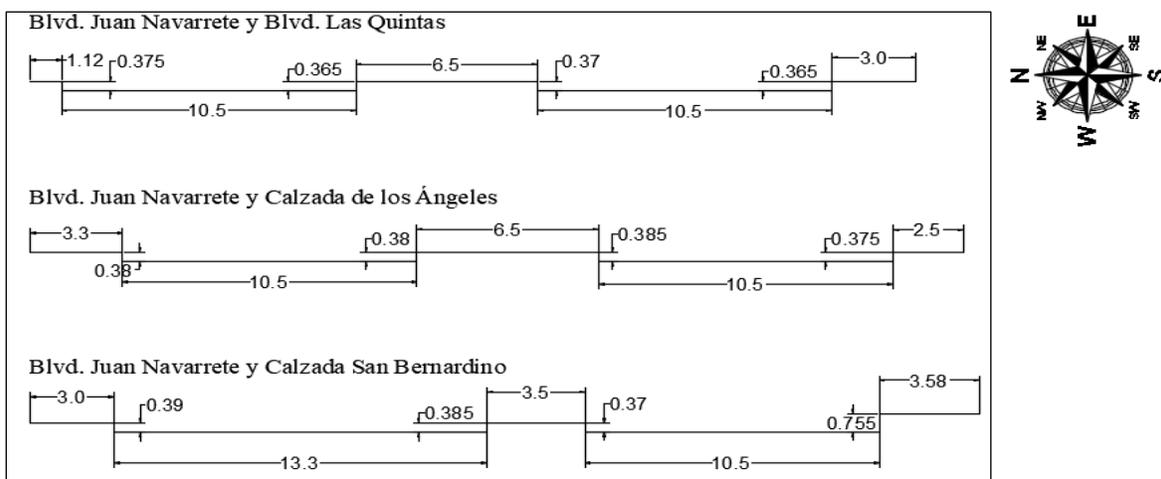


Figura 23.- Perfiles de calle sobre el Blvd. Juan Navarrete, (cotas en metros)

Fuente: Elaboración propia.

### **3.5 Diseño del SUDS de detención/infiltración**

Como parte complementaria se elaborarán SUDS en las zonas donde se cuente con el espacio abierto para alojar sistemas de este tipo, pero para esto, es justo iniciar describiendo el sistema, el cual será ADS StormTech (Advanced Drainage Systems), el cual es un sistema de detención/retención que controla el flujo pluvial extraordinario en zonas urbanas, debido a que aísla los sedimentos y contaminantes de los primeros escurrimientos y en su determinado caso o diseño, permite la recarga de acuíferos a través de la infiltración del agua pluvial.

Este sistema tiene la ventaja o facilidad para instalarse bajo estacionamientos, áreas verdes y calles; y de esta manera es útil para insertarse en desarrollos ya sean nuevos o existentes, en centros comerciales, en parques industriales, en complejos deportivos, centros turísticos, desarrollos habitacionales e inclusive en edificios LEED.

Dentro de sus principales características se encuentran su diseño de arco elíptico que transfiere eficazmente la carga al material de relleno, proporcionando un factor de seguridad a largo plazo en conformidad con NMX-E-279-NYCE-2019 (ASTM F2418-19); de igual manera el diseño en conformidad con las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD sección 12.12 que denota que están contruidos con Resinas de polipropileno y polietileno probadas en conformidad con los estándares ASTM para garantizar sus propiedades estructurales a corto y largo plazo; y de igual manera, que son sistemas que tienen una vida útil de diseño de 75 años (información tomada de la ficha técnica de ADS StormTech, 2022).

Los elementos fundamentales que componen dichos sistemas son malla geotextil tejida o no tejida, dependiendo de las necesidades del proyecto, o sea, si el mismo será del tipo infiltración para ayudar en la recarga de los mantos acuíferos, grava triturada preferentemente  $\frac{3}{4}$ " y/o acorde a las necesidades del suelo o proyecto, estructuras de acceso o entrada, puede ser un pozo de concreto reforzado el cual permita el acoplamiento de tubos de polietileno corrugado, denominados "manifolds", las cámaras propiamente o estructuras que permitirán el almacenamiento del agua pluvial, la denominada hilera aisladora, la cual está formada por un conjunto de cámaras y geotextiles tejidos y no tejidos que tienen como función el retener los sedimentos y contaminantes que son arrastrados por los primeros

escurrimientos pluviales. Los huecos formados por el material de relleno permiten el flujo de agua pluvial entre el sistema de cámaras StormTech; de igual manera y como parte del diseño, sobre la hilera aisladora se instala un puerto de inspección, el cual sirve para realizar el mantenimiento preventivo del sistema, y como parte final, se tendrá una estructura de salida o puerto de salida adicionado de un sistema de drenaje secundario, el cual puede estar diseñado acorde a las necesidades o reuso que se le quiera dar al agua colectada, una vez finalizado el fenómeno climatológico, estos elementos se ilustran en la Figura 24.

Como parte complementaria es justo agregar que sobre el diseño antes mencionado, o sobre los elementos proyectados, irán rellenos de grava triturada del mismo diámetro mencionado anteriormente, llevará otra capa de geotextil para posteriormente realizar el trabajo de terracerías y adecuarlo a las necesidades del consumidor final, ya sea que se esté utilizando en vialidades, en estacionamientos de centros comerciales, edificios habitacionales, etc.

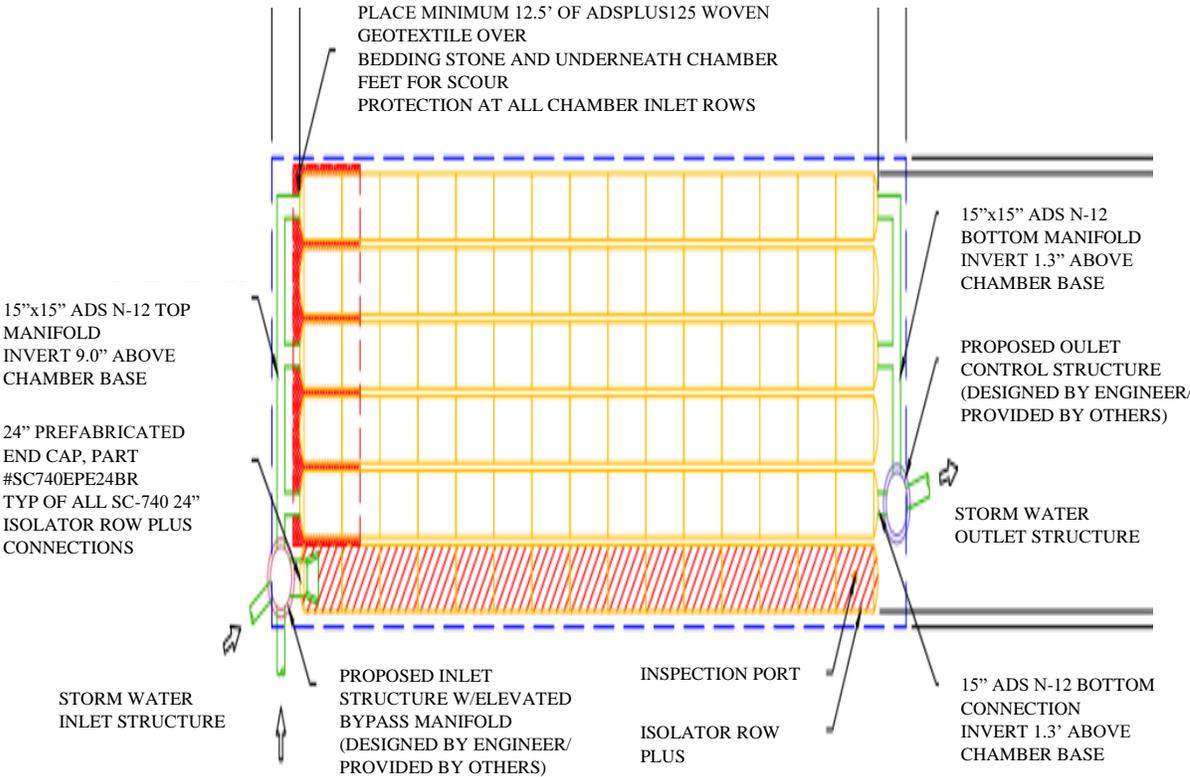


Figura 24.- Ejemplo de diseño de un sistema StormTech.

Fuente: Manual de diseño StormTech, 2022.

Para llevar a cabo el prediseño de estos sistemas, es necesario ingresar a la herramienta de diseño de ADS StormTech, a través de la URL <https://designtool.ads-pipe.com/>, en este, será necesario crear un perfil y realizar las consideraciones necesarias para plantear el diseño final, toda vez que se ha realizado lo anterior mencionado, la herramienta ofrece la opción de descargar los planos respectivos.

Es necesario, describir el funcionamiento de la interfaz de la plataforma que se utilizará para llevar a cabo el prediseño de las cámaras StormTech, para esto, es muy importante y necesario que como primer paso se cree una cuenta de usuario, debido a que toda vez que se finalice el diseño, éste se deberá enviar por correo en formatos .pdf y .dwg para realizarle los ajustes pertinentes. Posterior a eso, se ajusta la región donde será plasmado el diseño y de igual manera el Sistema de Unidades que se desee utilizar; seguido de eso, en la parte de la izquierda se encuentran ocho pestañas, que será el menú donde se agregarán los datos más importantes para el diseño de las cámaras StormTech.

Como primer submenú se tiene el área de “Información del Proyecto”, en donde se agregarán tres aspectos básicos para la ubicación del proyecto, los cuales son, el nombre del proyecto, ciudad donde se llevará a cabo la implantación de este y el país al que pertenece. El segundo submenú es el denominado “Antecedentes y herramientas”, es aquel destinado a alojar la información de los antecedentes, la escala y las medidas, es esta opción es una buena idea agregar algún mapa representativo de la zona en formato .pdf, para ubicar exactamente donde será implantado el diseño del sistema de cámaras.

El tercer submenú es el llamado “Gestión de camas múltiples”, el cuarto submenú es “Parámetros del sistema”, éste se considera el más importante, debido a que es en el que se agregará la mayor parte de la información relacionada con el tipo de proyecto a realizar, en este apartado se seleccionará el tipo de producto, entre las opciones se encuentran StormTech y LandMax, para efectos del presente se deberá seleccionar StormTech, se utilizarán las cámaras más novedosas y las que se encargan de coleccionar la mayor cantidad de volumen, las cámaras MC-7200, de igual manera se deberá agregar el volumen de almacenamiento ( $m^3$ ), longitud y ancho disponible (m) para implantar el sistema, que estará condicionada por el área o zona en donde se desee realizar el proyecto, además se deberá determinar el espesor o profundidad (mm) de la piedra por encima y debajo de las cámaras, opcionalmente se puede

agregar información altimétrica en la parte de elevación de piedra base (m), la cual servirá para calcular las cotas topográficas finales del diseño, otro parámetro es la porosidad de la piedra, el desarrollador sugiere una porosidad del 40%, está también el parámetro de cobertura media (mm); de igual manera viene la opción de agregar desagüe y estructura de salida.

En el quinto submenú “Componentes” se pueden agregar o quitar los componentes propios del funcionamiento de las cámaras, entre estas se encuentran las cámaras como tal, las tapas, selección de hilera aisladora, tee’s, estructuras de entrada o salida, puerto de inspección, etc. En el submenú número seis denominado “Ajustes avanzados” se puede realizar la modificación de la distancia entre filas de cámaras (mm) y el desplazamiento de la piedra perimetral (mm). El séptimo submenú es aquel destinado a “Dibujos e informes” y el octavo submenú es el de “Contacto”.

Las especificaciones de las cámaras StormTech MC-7200, las notas importantes para la licitación e instalación del sistema de cámaras y las notas para el equipo de construcción, así como el diseño del sistema se encuentran en la sección 7.4 de Anexos. En las Figuras 25, 26, 27 y 28 se muestran las características básicas de las cámara y tapas del sistema, puerto de inspección y desagüe respectivamente, las cuales servirán para entender más a detalle cómo es la geometría y el funcionamiento del sistema en general.

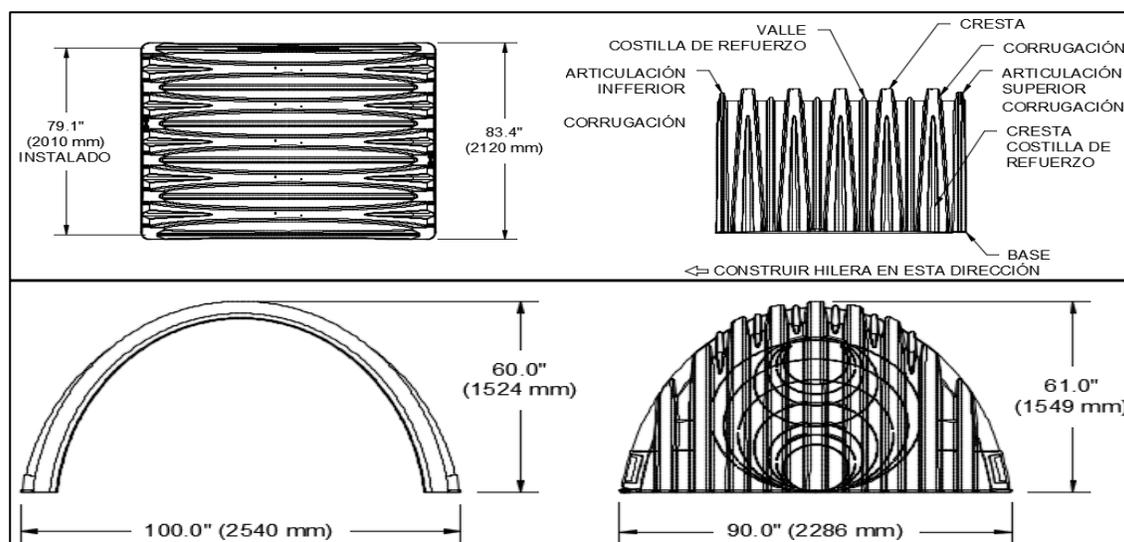


Figura 25.- Especificaciones técnicas de las cámaras MC-7200 (1).

Fuente: ADS StormTech, 2022.

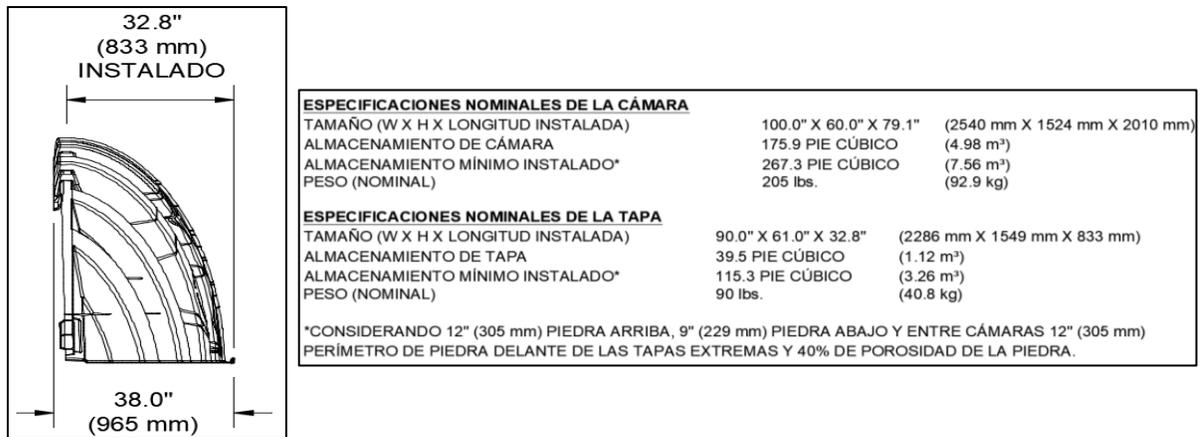


Figura 26.- Especificaciones técnicas de las cámaras MC-7200 (2).

Fuente: ADS StormTech, 2022.

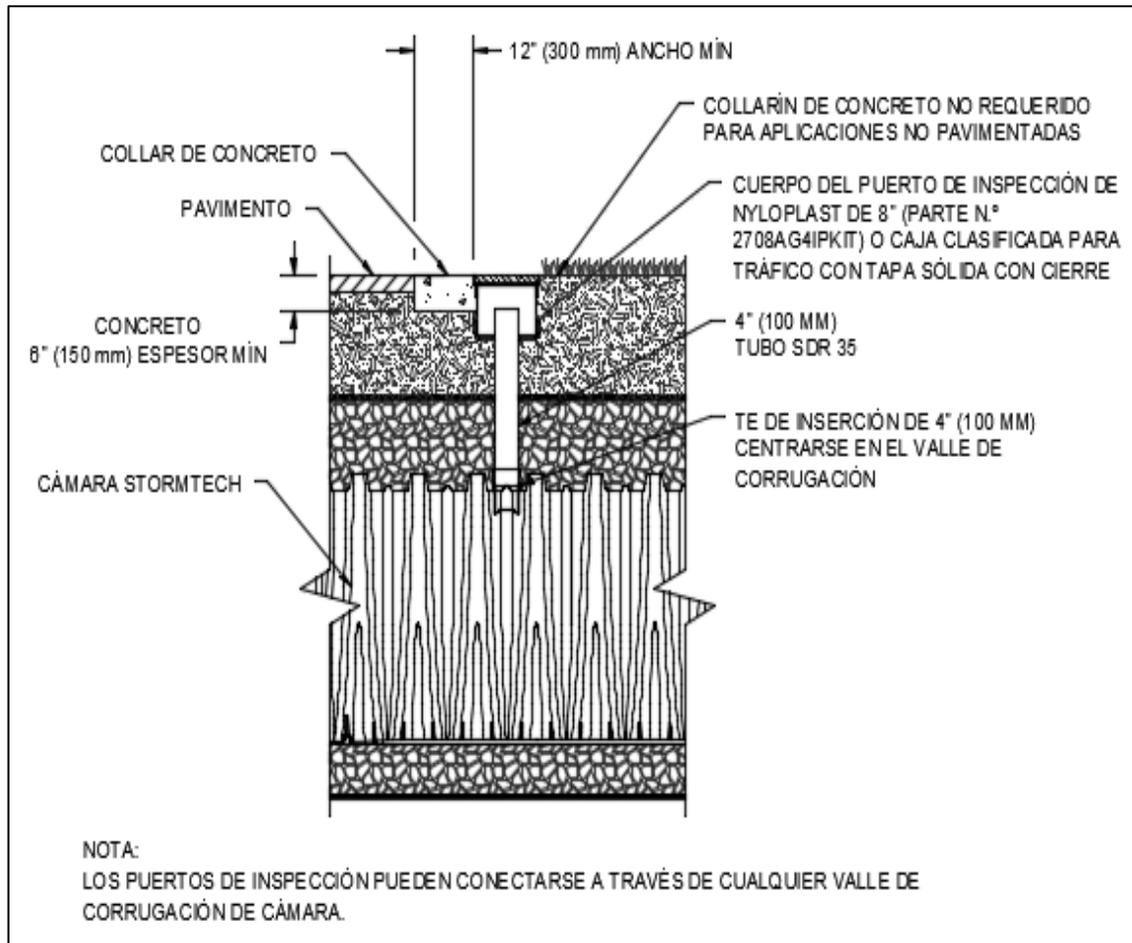


Figura 27.- Detalle del puerto de inspección de 4".

Fuente: ADS StormTech, 2022.

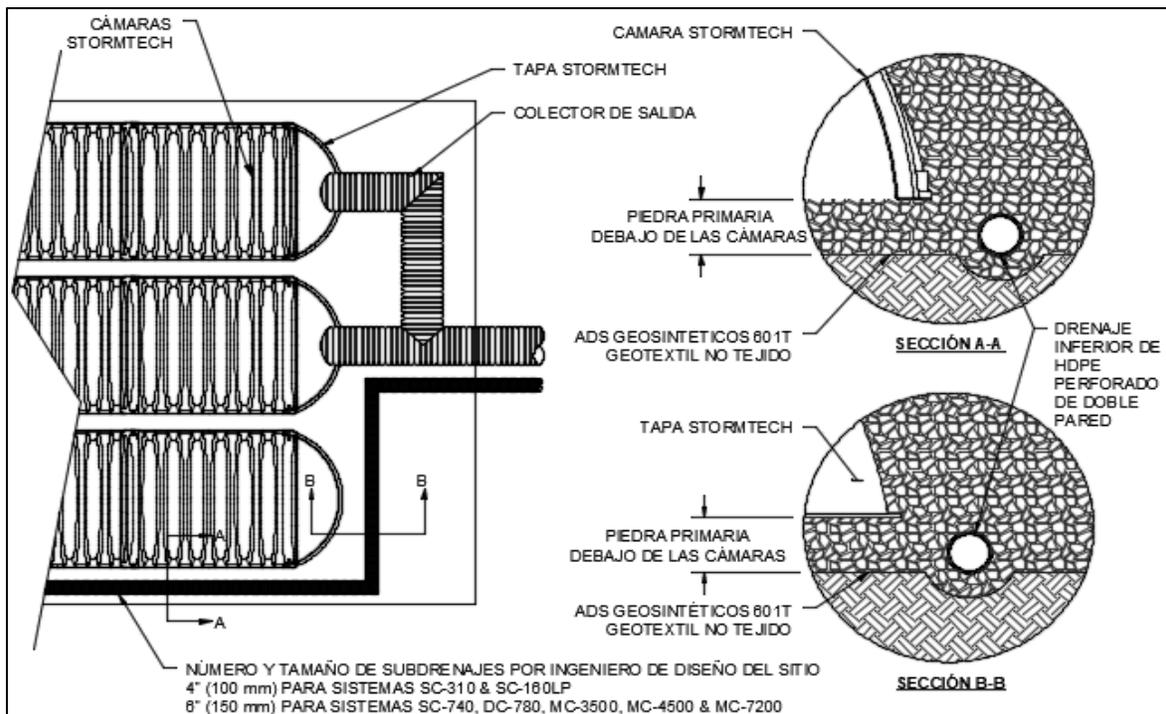


Figura 28.- Detalle del desagüe de 6".

Fuente: ADS StormTech, 2022.

## 4.0 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado, se presentan las partes del procesamiento de la información desarrollado y con base en los objetivos planteados; en este se exponen de forma clara y concisa los resultados obtenidos de dicho procesamiento, los cuales son de mucha utilidad al momento de desarrollar las estrategias de solución que se expondrán en capítulos posteriores.

### Análisis hidrológico

De manera conceptual, en la Tabla 7 se expresan las propiedades analizadas en el desarrollo de la presente investigación, que demostrará un primer análisis de los valores convenientes de diseño para la precipitación:

- ❖ Total de datos  $m$ : corresponde a la cantidad de años que componen al análisis antes mencionado, dando el valor de  $m = 1$  al primer año de estudio (para este caso, 1982);  $m = 2$  al segundo año de estudio (1983); y así, sucesivamente.
- ❖ Período de retorno  $Tr$ : se identifica como la estimación de la probabilidad de ocurrencia y desarrollado esto se expresa como  $(1 + m) / n$
- ❖ Precipitación máxima: en este apartado, se hace un arreglo de los valores más grandes de la máxima precipitación por año, hacia los más pequeños.

Tabla 7.- Análisis de precipitaciones y períodos de retorno para 36 años de datos.

<b>Est 26040 Hermosillo Observatorio</b>						
<b>m</b>	<b>Precipitación Máx (mm)</b>	<b>Tr = (n+1)/m)</b>	<b>Log Tr</b>	<b>P(Log Tr)</b>	<b>(Log Tr)^2</b>	<b>(Precipitación Máx (mm))^2</b>
1	121.70	38.00	1.5798	192.26	2.4957	14810.89
2	109.80	19.00	1.2788	140.41	1.6352	12056.04
3	106.70	12.67	1.1027	117.65	1.2159	11384.89
4	103.90	9.50	0.9777	101.59	0.9559	10795.21
5	102.50	7.60	0.8808	90.28	0.7758	10506.25
6	100.00	6.33	0.8016	80.16	0.6426	10000.00
7	92.10	5.43	0.7347	67.66	0.5398	8482.41
8	83.20	4.75	0.6767	56.30	0.4579	6922.24
9	79.10	4.22	0.6255	49.48	0.3913	6256.81
10	76.30	3.80	0.5798	44.24	0.3361	5821.69
11	74.30	3.45	0.5384	40.00	0.2899	5520.49

12	73.50	3.17	0.5006	36.79	0.2506	5402.25
13	71.80	2.92	0.4658	33.45	0.2170	5155.24
14	67.60	2.71	0.4337	29.32	0.1881	4569.76
15	65.90	2.53	0.4037	26.60	0.1630	4342.81
16	63.40	2.38	0.3757	23.82	0.1411	4019.56
17	63.10	2.24	0.3493	22.04	0.1220	3981.61
18	61.50	2.11	0.3245	19.96	0.1053	3782.25
19	55.90	2.00	0.3010	16.83	0.0906	3124.81
20	54.20	1.90	0.2788	15.11	0.0777	2937.64
21	52.90	1.81	0.2576	13.63	0.0663	2798.41
22	50.10	1.73	0.2374	11.89	0.0563	2510.01
23	48.20	1.65	0.2181	10.51	0.0475	2323.24
24	45.10	1.58	0.1996	9.00	0.0398	2034.01
25	43.30	1.52	0.1818	7.87	0.0331	1874.89
26	41.70	1.46	0.1648	6.87	0.0272	1738.89
27	41.30	1.41	0.1484	6.13	0.0220	1705.69
28	40.40	1.36	0.1326	5.36	0.0176	1632.16
29	34.00	1.31	0.1174	3.99	0.0138	1156.00
30	33.90	1.27	0.1027	3.48	0.0105	1149.21
31	32.70	1.23	0.0884	2.89	0.0078	1069.29
32	32.60	1.19	0.0746	2.43	0.0056	1062.76
33	30.30	1.15	0.0613	1.86	0.0038	918.09
34	30.00	1.12	0.0483	1.45	0.0023	900.00
35	28.00	1.09	0.0357	1.00	0.0013	784.00
36	23.00	1.06	0.0235	0.54	0.0006	529.00
37	22.80	1.03	0.0116	0.26	0.0001	519.84
<b>SUMAS:</b>	<b>2256.80</b>	<b>159.66</b>	<b>15.31</b>	<b>1293.12</b>	<b>11.45</b>	<b>164578.34</b>

Fuente: Elaboración propia.

### Construcción de curvas PDTr

Las curvas PDTr son aquellas que reflejan el análisis realizado a las precipitaciones registradas en una estación climatológica, las cuales son de gran ayuda al momento de diseñar las curvas IDTr que serán utilizadas en el cálculo del caudal que escurre sobre una determinada zona. Para esto y aplicando la Ec. (2) se determinan las precipitaciones contenidas en la Tabla 8 y de igual manera en la Figura 29 se muestran dichas curvas.

Tabla 8.- Construcción de curvas Precipitación-Duración-Período de retorno.

Tr	Duración (minutos)							
	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	10.71	16.03	22.36	29.89	34.93	42.06	44.84	98.45
5	14.14	21.16	29.51	39.45	46.11	55.52	59.18	129.94
10	16.73	25.04	34.92	46.68	54.56	65.70	70.03	153.77
20	19.32	28.92	40.33	53.91	63.01	75.88	80.88	177.59
25	20.15	30.17	42.08	56.24	65.73	79.15	84.37	185.26
50	22.75	34.05	47.49	63.47	74.19	89.33	95.22	209.08
100	25.34	37.93	52.90	70.70	82.64	99.51	106.07	232.90

Fuente: Elaboración propia.

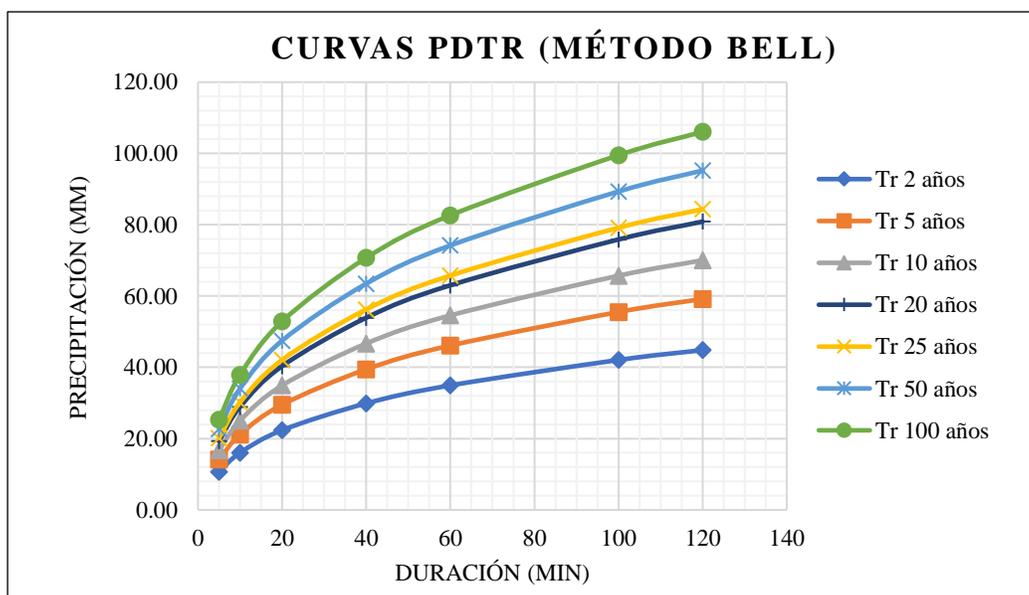


Figura 29.- Curvas Precipitación-Duración-Período de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

### Construcción de curvas IDTr

Las curvas IDTr permiten obtener la intensidad máxima para el diseño de estructuras hidráulicas considerando un riesgo específico de falla en la estructura. Dicha intensidad se traduce posteriormente a un flujo de diseño mediante relaciones Lluvia-Escorrentamiento (Arismendy, 2007). A continuación en la Tabla 9 se enlistan de igual manera los valores para la construcción de las curvas IDTr y en la Figura 30 se muestran dichas curvas.

Tabla 9.- Construcción de curvas Intensidad-Duración-Período de retorno.

Tr	Duración (minutos)							
	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	128.53	96.19	67.08	44.83	34.93	25.24	22.42	4.10
5	169.64	126.96	88.54	59.17	46.11	33.31	29.59	5.41
10	200.74	150.24	104.77	70.02	54.56	39.42	35.02	6.41
20	231.84	173.52	121.00	80.87	63.01	45.53	40.44	7.40
25	241.85	181.01	126.23	84.36	65.73	47.49	42.19	7.72
50	272.95	204.28	142.46	95.21	74.19	53.60	47.61	8.71
100	304.05	227.56	158.69	106.05	82.64	59.71	53.04	9.70

Fuente: Elaboración propia.

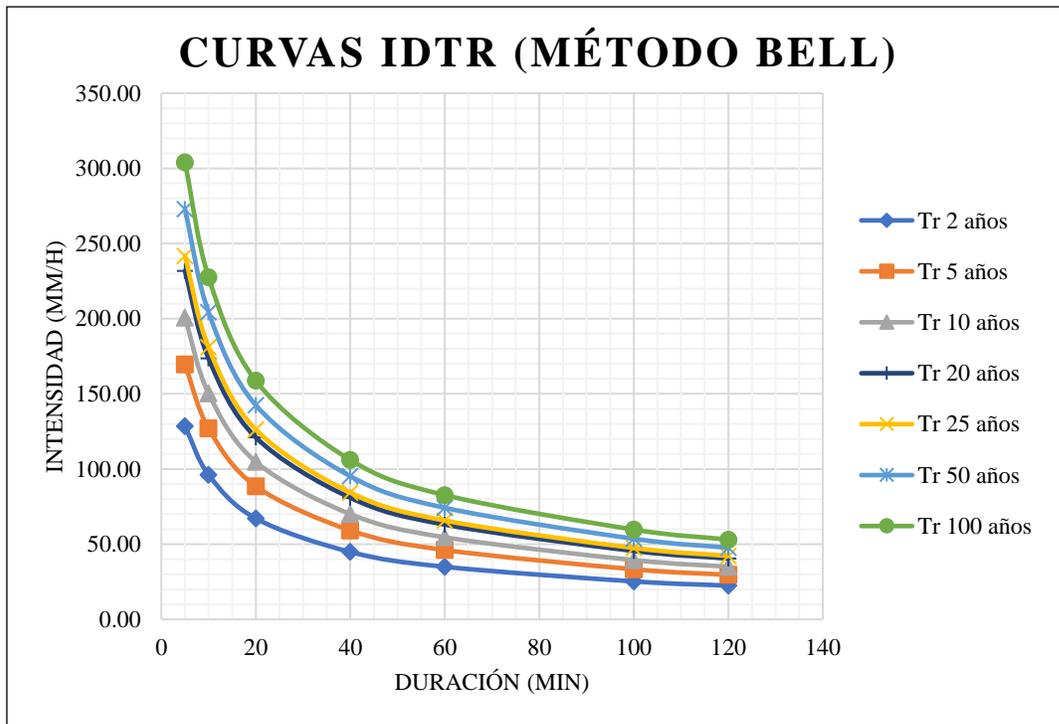


Figura 30.- Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

Fuente: Elaboración propia.

### Construcción de hietograma de diseño

A continuación en la Tabla 10 se agregan los resultados obtenidos para el período de retorno de diseño seleccionado, y en la Figura 31 se muestran los resultados de dicho método.

Tabla 10.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=10 años).

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	200.74	16.73	16.73	0	5	4.33
10	150.24	25.04	8.31	5	10	8.31
20	104.77	34.92	9.88	10	20	11.14
40	70.02	46.68	11.75	20	40	16.73
60	54.56	54.56	7.88	40	60	11.75
100	39.42	65.70	11.14	60	100	9.88
120	35.02	70.03	4.33	100	120	7.88
1440	6.41	153.77	83.74	120	1440	83.74

Fuente: Elaboración propia.

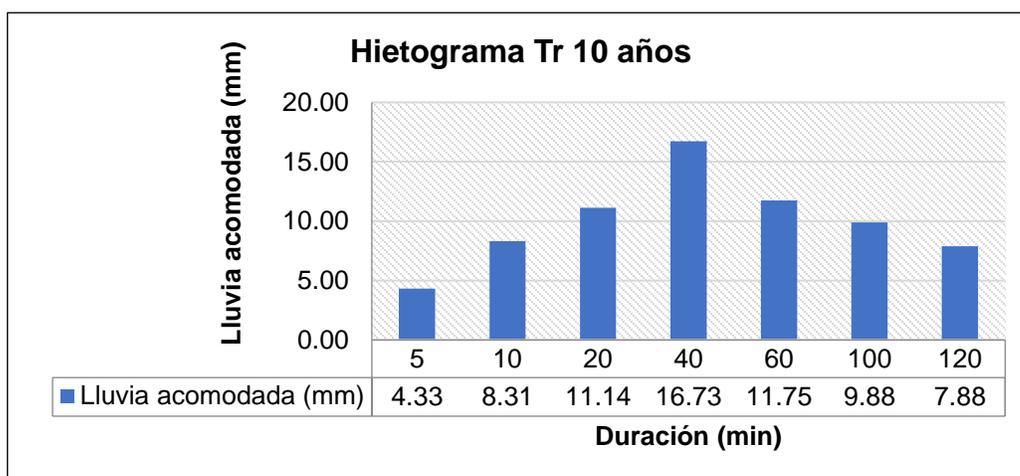


Figura 31.- Hietograma de diseño para un Tr de 10 años.

Fuente: Elaboración propia.

En la sección 7.1 de Anexos, se encuentra el desarrollo del método para los Tr de 2, 5, 20, 25, 50 y 100 años.

### Análisis geográfico aplicando un SIG

A continuación en la Figura 32 se muestran los resultados obtenidos en el procesamiento de los datos en el Sistema de Información Geográfica ArcGIS, los diferentes procesos y “plugins” utilizados.

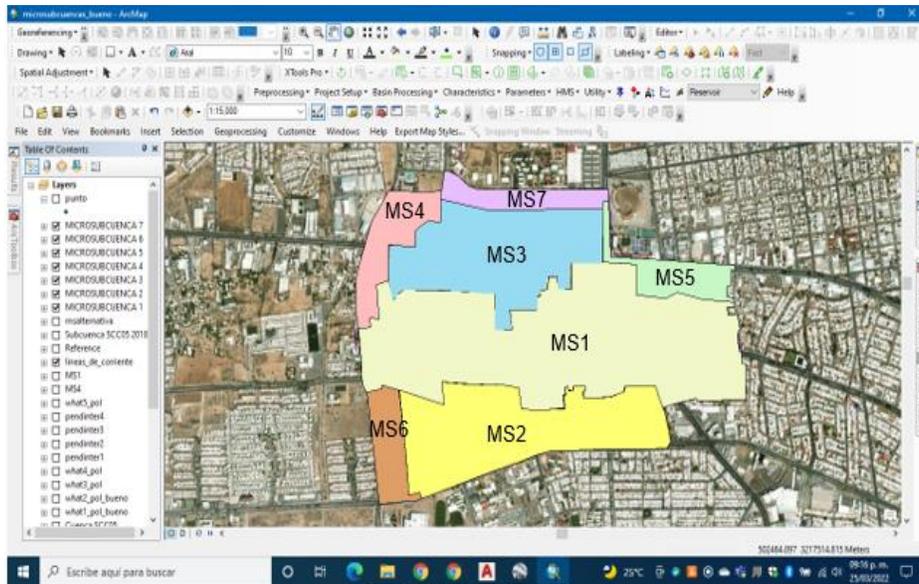


Figura 32.- Software ArcGIS con subcuena SCC05, microcuencas y líneas de corriente.

Fuente: Elaboración propia.

Toda vez que mediante el análisis del Sistema de Información Geográfica expuesto en el inciso anterior, se obtuvieron siete microcuencas de estudio y se procede a realizar el análisis fisiográfico de todas y cada una de éstas. Es de suma importancia el identificarlas debido a que de este análisis se determinan coeficientes de mucha significancia para la estimación del caudal o gasto de diseño. En la Figura 33 se muestran las microcuencas obtenidas.

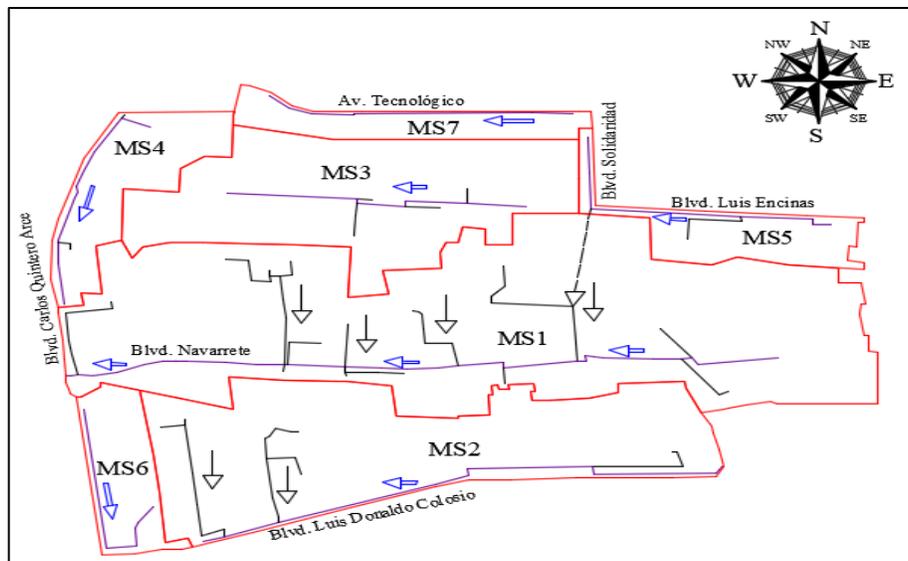


Figura 33.- Microcuencas de estudio, líneas de corriente y cauce principal.

Fuente: Elaboración propia a través de ArcGIS.

Toda vez que se ha realizado un análisis de las microcuencas que pertenecen al área de estudio, la subcuenca SCC05 de IMPLAN en su versión 2010, y su comparación con la subcuenca del Colegio de Arquitectos (que básicamente es una modificación de la subcuenca antes mencionada), en su versión 2018, se determina que las microcuencas MS2, MS3, MS4, MS6 y MS7 no participan en la aportación del gasto de la microcuenca MS1, que es la principal zona de análisis.

Para esto, y teniendo en consideración lo antes mencionado, se agrega la siguiente Figura 34, en donde se establecen las microcuencas que si aportan gasto al área de estudio (MS1 Y MS5).

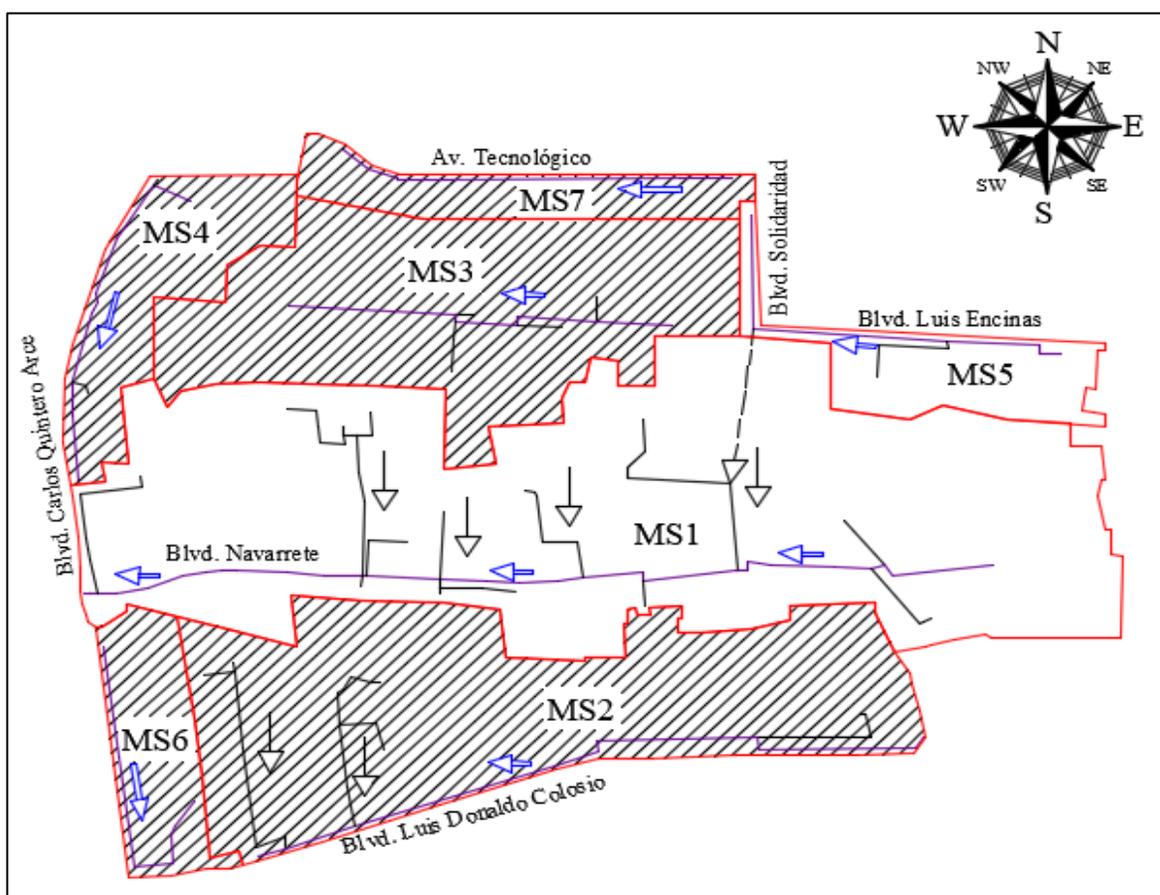


Figura 34.- Microcuencas de aportación al área de análisis.

Fuente: Elaboración propia.

Previo al inicio del proceso de cálculo, es justo agregar una definición propia de lo un análisis fisiográfico de una cuenca hidrológica, de este modo, se agrega que el análisis fisiográfico es un análisis geomorfológico dirigido a los suelos, con el objeto de definir la

distribución en la naturaleza, definir sus limitantes de uso, sus características y su relación suelo-geomorfológicas (Gonzales S. & Jaramillo J., 1991).

De este modo, se establecen los siguientes valores, presentados en la Tabla 11:

Tabla 11.- Datos básicos de las microcuencas de estudio.

<b>Micro cuenca</b>	<b>Cota mayor (m)</b>	<b>Cota menor (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Lc (m)</b>
MS1	195	190	1'193,592.04	2,020.91
MS5	200	198	124,098.66	946.60

Fuente: Elaboración propia.

### **Pendiente media del cauce principal**

A continuación en la Tabla 12, se anexan los datos y resultados obtenidos al aplicar el método de las elevaciones en el cálculo de la pendiente media del cauce principal, es justo agregar, que se hizo uso del mencionado método debido a que todas las líneas de corriente fluyen sobre calles urbanizadas, por tanto, no presentan la sinuosidad característica de las líneas de corriente de una cuenca en estado natural.

Tabla 12.- Cálculo de la pendiente media del cauce principal (método de las elevaciones).

<b>Micro cuenca</b>	<b>Cota mayor (m)</b>	<b>Cota menor (m)</b>	<b>Lc (m)</b>	<b>Sc (m/m)</b>
MS1	195	190	2,020.91	0.0025
MS5	200	198	946.60	0.0021

Fuente: Elaboración propia.

### **Coefficiente de escurrimiento**

A continuación, en la Tabla 13 se agrega un concentrado de información relacionada al cálculo de los coeficientes de escurrimiento para las microcuencas de estudio, así como un promedio de ambos métodos, el cual, se debe utilizar para el cálculo del tiempo de concentración con el método racional.

Tabla 13.- Concentrado de Coeficientes de Escurrimiento.

<b>Microcuenca</b>	<b>Método 1</b>	<b>Método 2</b>	<b>Promedio</b>
MS1	0.5341	0.7184	0.6262
MS5	0.7612	0.7963	0.7788

Fuente: Elaboración propia.

En la sección 7.2 de Anexos se encuentran las tablas restantes correspondientes a los cálculos de cada uno de los métodos vistos anteriormente.

### **Tiempo de concentración**

A continuación, en la Tabla 14 se agrega un concentrado de información relacionada al cálculo de los tiempo de concentración para las microcuencas de estudio, así como un promedio de los métodos utilizados.

Tabla 14.- Concentrado de Tiempos de Concentración.

<b>Micro cuenca</b>	<b>Método 1</b>	<b>Método 2</b>	<b>Método 3</b>	<b>Tc promedio (min)</b>
MS1	68.90	68.97	96.28	78.05
MS3	40.83	40.87	58.37	46.69

Fuente: Elaboración propia.

En la sección 7.3 de Anexos se encuentran las tablas restantes correspondientes a los cálculos de cada uno de los métodos vistos anteriormente.

### **Caudal máximo (Q)**

A continuación en la Tabla 15, se agregan los datos que se utilizaron para realizar el cálculo de los gastos máximos o pico que se presentan en cada una de las microcuencas. Es justo agregar que para realizar el cálculo de las precipitaciones e intensidades contenidas en la presente Tabla, y teniendo como referencia una duración igual al tiempo de concentración, se utilizó el método de la interpolación lineal a través de las curvas PDTr e IDTr respectivamente.

Tabla 15.- Aplicación del método racional para la estimación de caudal, para un Tr de 10 años.

<b>Micro cuenca</b>	<b>Tc promedio (min)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>	<b>Intensidad (mm/hr)</b>	<b>Área (km2)</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento (C)</b>	<b>Gasto (m3/s)</b>
MS1	78.05	59.59	47.73	1.1936	0.6262	9.91
MS5	46.69	49.32	64.85	0.1241	0.7788	1.74

Fuente: Elaboración propia.

De igual forma, se hace la comparativa de los datos calculados para un Tr de 10 años, que es el período que se utilizará para el diseño de las estrategias de solución, con el Tr de 25 años y de 50 años, debido a que por información del Instituto Municipal de Planeación Urbana de Hermosillo (IMPLAN), se hizo la recomendación de hacer los cálculos para estos últimos períodos de retorno, debido a que el H. Ayuntamiento de Hermosillo solicita en las licitaciones de proyectos en obras de uso público un Tr de 25 años, el de 50 años es para complementar el análisis. En la Tabla 16 y Tabla 17 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 16.- Aplicación del método racional para la estimación de caudal, para un Tr de 25 años.

<b>Micro cuenca</b>	<b>Tc promedio (min)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>	<b>Intensidad (mm/hr)</b>	<b>Área (km2)</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento (C)</b>	<b>Gasto (m3/s)</b>
MS1	78.05	71.79	57.50	1.1936	0.6262	11.94
MS5	46.69	59.42	78.13	0.1241	0.7788	2.10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17.- Aplicación del método racional para la estimación de caudal, para un Tr de 50 años.

<b>Micro cuenca</b>	<b>Tc promedio (min)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>	<b>Intensidad (mm/hr)</b>	<b>Área (km2)</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento (C)</b>	<b>Gasto (m3/s)</b>
MS1	78.05	81.02	64.90	1.1936	0.6262	13.48
MS5	46.69	67.06	88.17	0.1241	0.7788	2.37

Fuente: Elaboración propia.

## 4.2 Alternativas de solución

Cuando se habla de las estrategias de solución a una problemática existente, se puede decir que se deben reunir todos aquellos factores que intervienen directa e indirectamente en el problema, para que de ese modo, se puedan describir todas aquellas características generales que ayudarán a proponer con base en información estadística, geográfica y económica, etc, una forma de solución.

Toda vez que se ha analizado la información relacionada con la infraestructura pluvial existente en las microcuencas de estudio, se agrega que para la microcuencas MS4 y MS7 que no participan en el escurrimiento del área de estudio, ya disponen de un colector primario denominado “Conducto Tecnológico-Río Lindo”, el cual está comprendido por dos cajones de concreto de 4.00 m x 2.60 m junto a un canal del tipo trapezoidal embovedado e inicia sobre el entronque en Blvd. Solidaridad y Av. Tecnológico, posteriormente flanquea en dirección sur sobre la Av. Tecnológico y Calle República de Panamá. Respecto a la microcuenca MS5, se hace la consideración que aproximadamente desde la calle Alberto Truqui y hasta el Blvd. Solidaridad como calle canal, en su trayecto y sobre el entronque de Calle Suaqui y Blvd. Luis Encinas se hace la instalación de una parrilla o rejilla transversal a la calle Suaqui de 12.00 m x 1.00 m, de igual manera y sobre el Blvd. Luis Encinas se hace la instalación de 50 rejillas transversales rectangulares y aisladas de 1.20 m x 1.00 m, 4 rejillas de 1.55 m x 1.00 m y 1 rejilla de 1.90 m x 1.00 m., todas en la misma dirección.

De igual manera en la interconexión del cruce a desnivel en Blvd. Luis Encinas y Blvd. Solidaridad, para esto se tiene que, desde esta interconexión de vialidades inicie un colector secundario denominado “Conducto Tecnológico” y compuesto por cajones de concreto de 3.00 m x 1.80 m., y para la recolección de agua pluvial en dicho sitio, existe la instalación de rejillas para las diferentes direcciones cardinales, así que, en dirección norte se encuentran 4 rejillas, 2 con medidas de 10.50 m x 0.80 m, 1 de 10.15 m x 0.80 m y 1 de 10.90 m x 0.80 m; en dirección sur se encuentra 1 rejilla a lo ancho de los dos sentidos de la calle y guarnición con medidas de 35.15 m x 2.70 m; en dirección oriente existen 4 rejillas para la recolección, 2 con medidas de 14.50 m x 0.80 m, 1 de 10.70 m x 0.80 m y 1 de 9.40 m x 0.80 m; finalmente en dirección poniente existen dos rejillas con medidas de 13.00 m x

1.20 m y 6.60 m x 1.20 m. La microcuenca MS3 también cuenta con su infraestructura pluvial funcional.

De este modo, es que se tiene como justificación, que las microcuencas MS4 y MS7 no participan en el diseño de las estrategias de solución, debido a que ya existe infraestructura que se encarga de la recolección de las aguas de origen pluvial; sólo sería justo agregar que éstas, tienen que estar sometidas a un esquema de mantenimiento y limpieza para que sean aprovechados de la mejor manera posible; y las microcuencas MS2 y MS6 tampoco participarán en el diseño, debido a que con la actualización de las subcuencas de diseño por parte de organismos de gobierno, se desecharon en esta última actualización. De este modo es como de la subcuenca original “SCC05” de IMPLAN que al momento de efectuar el análisis particular, se encontraban seis microcuencas, con la última actualización, por parte del Colegio de Arquitectos, quedaron cuatro.

Ahora bien, se presentarán dos alternativas de solución para mitigar los problemas por escorrentía generados en la zona de estudio, es justo mencionar, que la elección de la mejor estrategia de solución estará siempre acompañada de una factibilidad económica por parte de aquel ente, organismo público o empresa privada que se encargará de llevar a cabo la construcción de la estrategia seleccionada.

#### **4.2.1 Alternativa 1. Canal rectangular embovedado**

Esta propuesta de solución consiste en coleccionar el agua pluvial a través de un canal de sección rectangular embovedado y revestido de concreto.

Se parte del desarrollo visto en la Ecuación 8 y teniendo en consideración que el gasto de diseño de la propuesta, será igual al gasto calculado para la microcuenca MS1 para un período de retorno  $T_r$  de 10 años, además, una vez que se hizo la revisión de la infraestructura pluvial existente, se encontró la que microcuenca MS5 aporta parte de su gasto a la microcuenca MS1, por tanto y para fines prácticos, se consideró que aporta el 50% de su gasto (Q); ahora bien, se tiene a como sigue:

$$\text{Gasto total} = \text{Gasto MS1} + 0.50 \text{ Gasto MS3}$$

$$\text{Gasto total} = 9.91 \text{ m}^3/\text{s} + 0.50 (1.74 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$\text{Gasto total} = 10.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Teniendo en consideración lo siguiente, y resolviendo por tanteos se tiene que:

$$A_H = 2d^2$$

$$P_M = 4d = b + 2d$$

$$S = 0.0025$$

$$n = 0.014$$

$$10.78 \frac{m^3}{s} = \frac{(2d^2)^{5/3} \times (0.0025)^{1/2}}{0.014 \times (4d)^{2/3}}$$

Y resolviendo se tiene que:

$$d = 1.38767 \text{ m} = 1.40 \text{ m}$$

Ahora bien, si el  $P_M$  es igual a cuatro veces el ancho de plantilla, se tiene que:  $P_M = 4 \times 1.40 \text{ m} = 5.60 \text{ m}$ ; y de igual manera el  $P_M$  es igual al ancho de plantilla más dos veces el tirante de agua, entonces queda:  $5.60 \text{ m} = b + 2(1.40 \text{ m})$ , resolviendo se tiene que  $b = 2.80 \text{ m}$ . Para efectos de este diseño, se considerará un bordo libre de  $0.50 \text{ m}$ , de ese modo es que la geometría del canal rectangular proyectado quedaría a como sigue en la Figura 35:

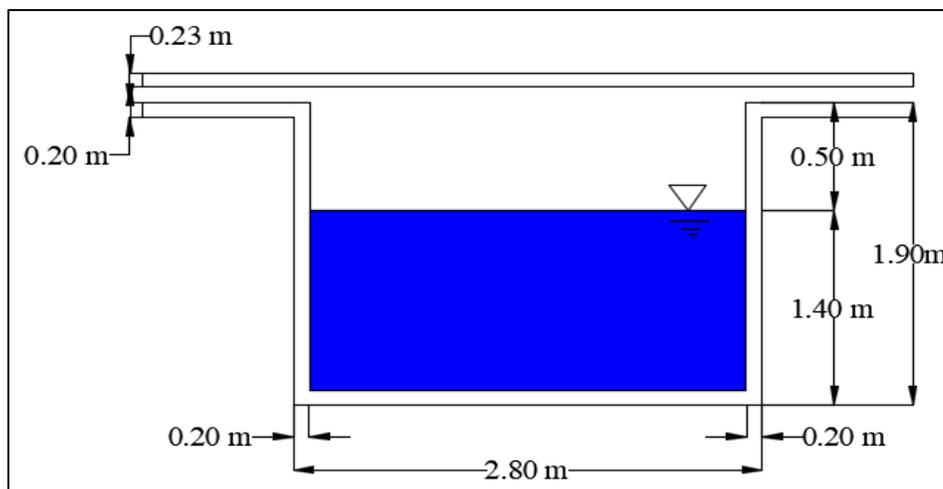


Figura 35.- Sección de diseño para canal embovedado.

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo como referencia el canal embovedado existente en Blvd. Juan Navarrete casi esquina con Carlos Quintero Arce, en donde la geometría para las paredes laterales es de  $0.20 \text{ m}$  y losa superior de  $0.23 \text{ m}$ , se plantea considerar la misma geometría en lo que respecta a las paredes laterales y losa superior, para este nuevo sistema.

Una vez que se ha realizado la verificación de los parámetros por norma en cuanto a la velocidad y el tipo de flujo, aplicando la Ecuación 9 se determina que la velocidad es igual a  $2.82 \text{ m/s}$ , por tanto es recomendable porque está dentro de los parámetros aceptables; el

resultado de la aplicación de la Ecuación 10 es de 0.76 y se dice que el tipo de flujo es subcrítico, lo cual es bueno para la geometría debido a que resulta adecuada para una propuesta final.

A continuación en la Figura 36 se muestra el croquis del canal rectangular diseñado anteriormente así como las coladeras recolectoras del flujo.



Figura 36.- Croquis de canal rectangular y rejillas de recolección.

Fuente: Elaboración propia con imagen de ArcGIS.

#### 4.2.1.1 Diseño de boca de tormenta

Como ya se ha visto anteriormente, el caudal de agua generado en la zona de estudio es igual al gasto total, por tanto y para efectos del presente estudio, se tiene que dicho gasto total es igual al gasto de la microcuenca MS1 más el cincuenta por ciento de la microcuenca MS5, y esto igual a  $10.78 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pero, para llevar a cabo el diseño de las bocas de tormenta recolectoras del flujo, se tendrá una división de gastos en dos secciones, las cuales fueron definidas con base en visitas de campo cuando se han presentado problemas de inundación en la zona de estudio; para ello, se tiene que desde el Blvd. Solidaridad y hasta la Calzada San Bernardino será la primera división, y desde la Calzada San Bernardino y hasta el Blvd. Quintero Arce sería la segunda división, estará considerando el cincuenta por ciento del gasto equivalente a  $5.39 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para captar ese gasto, se ha decidido subdividir en 5 secciones teniendo en cuenta las zonas que presentan mayores problemas de inundación, esto, acorde a lo visto en las Figuras 18 y 19; de ese modo, se propone usar rejillas tipo Irving (ver Figura 37), de longitud  $L =$

2.20 m y ancho  $b = 0.86$  m., pero que tiene una área de aberturas  $A = 1.064$  m<sup>2</sup>. De la Ecuación (11) de Izzard, utilizando una pendiente longitudinal  $S=0.0025$ , una pendiente transversal del 2%, una rugosidad de Manning  $n=0.016$ , un ancho de calle de 10.5 metros aproximadamente, y realizando la división del gasto para ambas calles en los diferentes sentidos y posteriormente dividirlo entre las cinco parrillas que se pretenden proyectar, se utilizará un gasto de  $0.54$  m<sup>3</sup>/s, resultó un tirante (h) de agua para el punto en la rejilla  $h=0.17$  m.

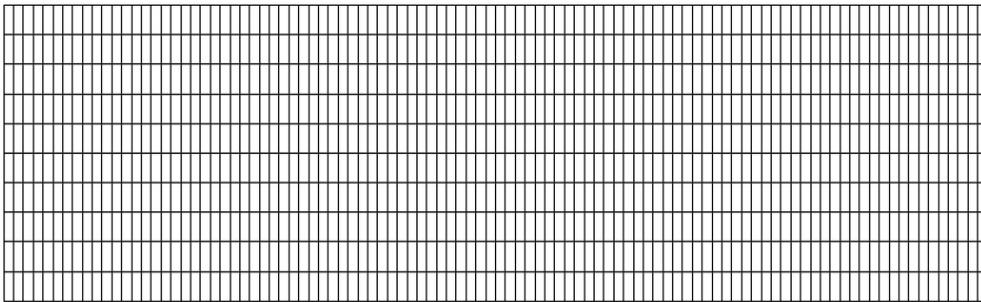


Figura 37.- Rejilla tipo Irving.

Fuente: González Parra & García Gámez, 2013.

Al tener en cuenta que el ancho promedio en vialidad y por sentido es de 10.5 m, se tiene que se necesitan de 4.8 tramos de esta rejilla para cubrir el ancho promedio establecido.

Del caudal (Q) que capta dicha rejilla al aplicar la Ecuación 8, considerando que funcionará como vertedor y aplicando el factor de seguridad, es igual a  $1.22$  m<sup>3</sup>/s.

Sin embargo, la eficiencia con la que trabajan las rejillas es alrededor del 50%, por lo que se consideró, que el caudal Q real a captar resultó de  $Q = 0.61$  m<sup>3</sup>/s. Debido a que este valor es mayor al gasto de diseño de la boca de tormenta, se puede inferir que el modo de funcionamiento de la rejilla será suficiente para la recolección del gasto de diseño respectivo para cada una de las rejillas que se calcularán sucesivamente.

#### **4.2.2 Alternativa 2. Canal rectangular embovedado y diseño de SUDS.**

Ahora bien, se procederá a realizar la segunda propuesta de solución que consiste en el diseño de un canal rectangular embovedado que colectará el 70% del gasto total de diseño y el diseño de SUDS a equidistancias, los cuales colectarán el 30% restante.

Tomando las bases de diseño vistas en el apartado 4.2.1, y teniendo en cuenta que el 70% del gasto total es igual a, Gasto de diseño = 0.70\*Gasto total = 0.70\*10.78 m<sup>3</sup>/s = 7.55 m<sup>3</sup>/s; se parte de este gasto para llevar a cabo la propuesta de diseño y de ese modo, se tiene que:

$$A_H = 2d^2 \quad S = 0.0025 \quad 7.55 \frac{m^3}{s} = \frac{(2d^2)^{5/3} \times (0.0025)^{1/2}}{0.014 \times (4d)^{2/3}}$$

Y resolviendo se tiene que:

$$P_M = 4d = b + 2d \quad n = 0.014 \quad d = 1.21418 \text{ m} = 1.25 \text{ m}$$

Ahora bien, si el P<sub>M</sub> es igual a cuatro veces el ancho de plantilla, se tiene que: P<sub>M</sub> = 4 x 1.25 m = 5.00 m; y de igual manera el P<sub>M</sub> es igual al ancho de plantilla más dos veces el tirante de agua, entonces queda: 5.00 m = b + 2(1.25 m), resolviendo se tiene que b = 2.50 m. Para efectos de este diseño, se considerará un bordo libre de 0.50 m, de ese modo es que la geometría del canal rectangular proyectado quedaría a como sigue en la Figura 32:

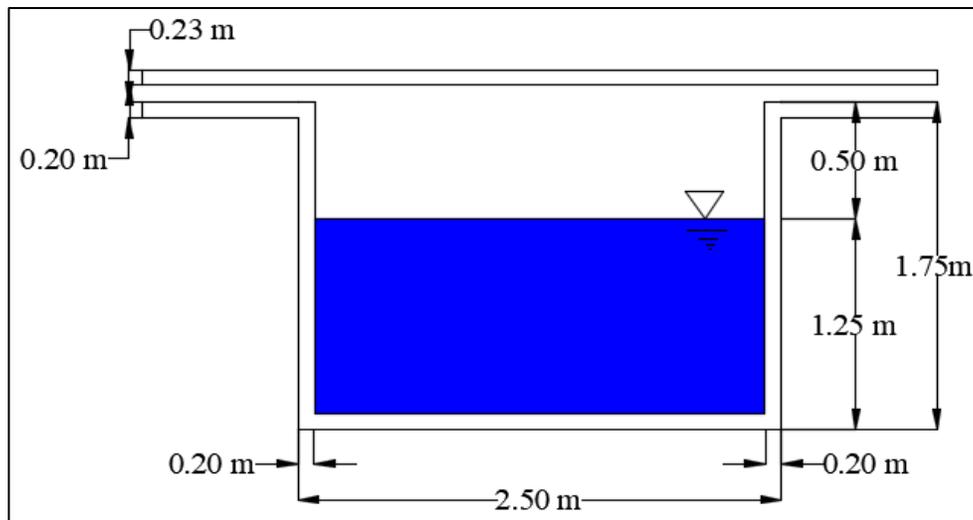


Figura 38.- Sección de diseño de segunda propuesta.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez que se ha realizado la verificación de los parámetros por norma en cuanto a la velocidad y el tipo de flujo, aplicando la Ecuación 9 se determina que la velocidad es igual a 2.61 m/s, por tanto es recomendable porque está dentro de los parámetros aceptables; el resultado de la aplicación de la Ecuación 10 es de 0.75 y se dice que el tipo de flujo es subcrítico, lo cual es bueno para la geometría debido a que resulta adecuada para una propuesta final.

## Diseño del SUDS

Se procede a realizar el diseño de las estructuras que colectarán el 30% del gasto total mencionado anteriormente, mismo que es igual a  $3.23 \text{ m}^3/\text{s}$ . Partiendo del Tiempo de Concentración ( $T_c$ ) que se tiene para la microcuenca MS1 que es igual a 78.05 minutos que es igual a 4,683 segundos, se calcula el volumen total a escurrir en ese tiempo el cual es igual a  $3.23 \text{ m}^3/\text{s} \times 4683 \text{ s} = 15,126.09 \text{ m}^3$ ; y para lo cual se proponen 2 sistemas iguales de  $7600 \text{ m}^3$  cada uno.

En la Figura 39 se muestran los elementos principales de un sistema de ADS StormTech, entre los que se encuentran las cámaras y tapas (A), los manifolds (B), la malla geotextil (C), el agregado (D) y a su vez, en la Figura 40 se aprecian los manifolds de diámetros superiores y las estructuras de entrada y/o salida (E), en la Figura 41 se ejemplifica el proceso de instalación del mismo y en la Figura 42 se muestra una vista frontal de lo que vendría siendo la parte casi final de la instalación del sistema, se muestra la forma de relleno de agregado en el sistema y como es que queda una vez finalizado el proceso.



Figura 39.- Componentes de un Sistema de cámaras StormTech.

Fuente: YouTube ADS StormTech, 2022.



Figura 40.- Manifold y estructura de entrada/ salida.

Fuente: YouTube ADS StormTech, 2022.



Figura 41.- Instalación de un Sistema ADS StormTech (vista lateral/frontal).

Fuente: YouTube ADS StormTech, 2022.



Figura 42.- Instalación de cámaras (acoplamiento).

Fuente: YouTube ADS StormTech, 2022.



realizado en sitio acorde a las necesidades del cliente, adicional a la estructura, se le deberá agregar en la parte interna una pared o vertedor que servirá para cuando ingrese el flujo que lleve los sedimentos o contaminantes tope e ingrese directamente a la hilera aisladora para que se sedimente en esta zona y sea más fácil el mantenimiento preventivo mediante los puertos de inspección, en total se instalaron 4 puertos de inspección a lo largo de los 138.78 m. El diámetro de las tuberías en el pozo de entrada será, hacia los manifolds o disparos y hacia la hilera aisladora de 900x600 mm respectivamente, la tasa de flujo estimada del colector o gasto de entrada que puede soportar esta estructura es de 1883 lps o 1.883 m<sup>3</sup>/s.

Los manifolds o disparos serán de 900x600 mm, en la estructura de salida de igual manera se cambió el tipo de geometría circular a cuadrangular, en este, también puede ser conveniente agregar vertedores u orificios dependiendo del gasto de salida o cuanto es lo que se desea ingresar gradualmente al alcantarillado existente, para efectos del presente, el sistema tendrá una tasa de flujo estimada del colector o gasto de salida de 396 lps o 0.396 m<sup>3</sup>/s. De igual manera, en esta estructura de salida se le puede agregar un sistema o tubería adicional para redireccionar el agua en caso de un evento extremo, por ejemplo, que esté fuera del período de retorno establecido para el diseño original y de igual manera se le puede instalar un subdrenaje o desagüe de 6” de diámetro.

El plano respectivo del diseño descrito anteriormente, se encuentra en el apartado 7.4 de Anexos.

#### **4.2.2.1 Diseño de boca de tormenta**

Para colectar el gasto que se almacenará en los sistemas anteriores descritos, canal rectangular embovedado y SUDS se propone realizar una serie de bocas de tormenta de banqueta y transversales, las cuales se describen a continuación. Para llevar a cabo el diseño de las bocas de tormenta recolectoras del flujo, en el canal rectangular, se tiene un gasto de 7.55 m<sup>3</sup>/s y se dividirá en dos secciones, las cuales fueron definidas con base en visitas de campo en donde se han presentado problemas de inundación en la zona de estudio a como se mencionó en el capítulo 4.2.1.1, de ese modo, se estará considerando el cincuenta por ciento del gasto equivalente a 3.78 m<sup>3</sup>/s para cada zona.

Para captar ese gasto, se ha decidido subdividir en 4 secciones teniendo en cuenta las zonas que presentan mayores problemas de inundación, esto, acorde a lo visto en la Figura 33; de ese modo, se propone usar rejillas tipo Irving (ver Figura 31), de longitud  $L = 2.20$  m y ancho  $b = 0.86$  m., pero que tiene un área de aberturas  $A = 1.064$  m<sup>2</sup>. De la Ecuación (11) de Izzard, utilizando una pendiente longitudinal  $S=0.0025$ , una pendiente transversal del 2%, una rugosidad de Manning  $n=0.016$ , un ancho de calle de 10.5 metros aproximadamente, y realizando la división del gasto para ambas calles en los diferentes sentidos y posteriormente dividirlo entre las cuatro parrillas que se pretenden proyectar, se utilizará un gasto de  $0.47$  m<sup>3</sup>/s, resultó un tirante (h) de agua para el punto en la rejilla  $h=0.16$  m.

Al tener en cuenta que el ancho promedio en vialidad y por sentido es de 10.5 m, se tiene que se necesitan de 4.8 tramos de esta rejilla para cubrir el ancho promedio establecido.

Del caudal (Q) que capta dicha rejilla al aplicar la Ecuación 8, considerando que funcionará como vertedor y aplicando el factor de seguridad, es igual a  $1.12$  m<sup>3</sup>/s.

Sin embargo, la eficiencia con la que trabajan las rejillas es alrededor del 50%, por lo que se consideró, que el caudal Q real a captar resultó de  $Q = 0.56$  m<sup>3</sup>/s. Debido a que este valor es mayor al gasto de diseño de la boca de tormenta, se puede inferir que el modo de funcionamiento de la rejilla será suficiente para la recolección del gasto de diseño respectivo para cada una de las rejillas que se calcularán sucesivamente.

Ahora bien, el gasto restante,  $3.23$  m<sup>3</sup>/s, será el que se utilice para el diseño de las bocas de tormenta recolectoras necesarias para llevar a cabo el diseño de los SUDS descritos con anterioridad, para eso, se propone dividir el gasto en dos, teniendo un gasto de  $1.615$  m<sup>3</sup>/s para cada boca de tormenta, aquí es recomendable utilizar parrillas transversales a la vialidad, considerándose una eficiencia del 50%. Para efectos del cálculo del gasto de ingreso de las rejillas transversales, se utilizará el mismo tirante de agua calculado con anterioridad, para que no haya inconsistencias en éste, el cual es igual a  $0.16$  m. Se propone usar rejillas tipo Irving (ver Figura 31), de longitud  $L = 2.20$  m y ancho  $b = 0.86$  m., pero que tiene un área de aberturas  $A = 1.064$  m<sup>2</sup>. Del caudal (Q) que capta dicha rejilla al aplicar la Ecuación 8, considerando que funcionará como vertedor y aplicando el factor de seguridad, es igual a  $1.12$  m<sup>3</sup>/s. Sin embargo, el caudal Q real a captar resultó de  $Q = 0.56$  m<sup>3</sup>/s, si se

instalarán 3 rejillas de este tipo se tendrá un gasto total de 1.68 m<sup>3</sup>/s el cual es superior al gasto real, por tanto, se concluye que éstas satisfacen las necesidades de recolección.

Cuando se habla de la disponibilidad del recurso hídrico en la ciudad de Hermosillo, Sonora se dice que, no hay líquido que alcance para satisfacer las necesidades básicas de los usuarios o habitantes de la región. Se está consiente que en la zona noroeste de Sonora, este fenómeno es aún más agudo que en otras zonas del país, debido a la ubicación geográfica y al cambio climático que nos afecta a todos como población. Ahora bien, teniendo claro esto, al presentarse un evento climatológico extraordinario (de precipitación intensa y duración corta), siempre trae consigo problemas relacionados con las infraestructura vial (carpetas asfálticas, señalética, semáforos, etc.), inundaciones, accidentes, muertes, etc., se dice que la ciudad no está preparada para recibir estos fenómenos.

Entonces, de aquí surge la interrogante del saber para cuándo es que la ciudad estará en condiciones de soportar eventos de magnitudes extraordinarias, la respuesta pudiera tener dos vertientes o escenarios, el primer escenario pudiera ser el más pesimista, en el que se mencione que no existe presupuesto o dinero que alcance por parte de los gobiernos para implementar medidas de solución en la mitigación de inundaciones que afectan directamente a todo habitante de la zona de estudio o circunvecina; el otro, el escenario ideal, en el que se apueste por llevar a cabo estrategias innovadoras que solucionen el problema de raíz en lo que respecta a la recolección del recurso hídrico cuando se presenten estos eventos.

Si bien, el llevar a cabo estrategias de solución como las alternativas que se han visto en el desarrollo de la presente tesis no erradicarán el problema de disponibilidad del recurso hídrico, estas serán en gran medida las que ayudarán a combatirlo.

La metodología aquí expuesta y desarrollada, realiza la consideración de todos los elementos hidráulicos e hidrológicos en el ámbito del uso sustentable del agua pluvial, orientada hacia la integración de sistemas innovadores que beneficien el desarrollo de la sociedad en su conjunto.

Para el proceso estadístico objeto del presente estudio, se consideraron las lluvias máximas en 24 horas anuales registradas en la estación climatológica 26040 Hermosillo

(Obs). La serie anual de estos datos fue de 36 (treinta y seis) años de registro (para el período de 1982 y hasta el 2018). De la mencionada serie de lluvias máximas históricas los datos más pequeños fueron de 22.80 mm en año 1998, 23 mm en el año 2009 y 28 mm en el año 2008; los datos máximos registrados fueron de 121.70 en el año 1992, 109.80 en el año 1988 y de 106.70 en el año 1986, el resto de los datos (30) fueron datos intermedios.

Para llevar a cabo este estudio se realizó la consulta en el Instituto Municipal de Planeación Urbana de Hermosillo para corroborar la información obtenida en el desarrollo del contenido visto y realizado en el software ArcGIS, encontrando que si había modificaciones realizadas por el mismo Instituto y por el Colegio de Arquitectos, pero, esas modificaciones están más apegadas a los resultados que se tuvieron con el proceso de la información en el software. El presente análisis no permitió llevar a cabo el procesamiento de la información del área de estudio en una sola cuenca, para esto, se subdividió la subcuenca SCC05 en siete microcuencas que intervienen o no en el escurrimiento de agua en el cauce ubicado en la calle canal Blvd. Navarrete, desde la calle Blvd. Las Quintas y hasta el Blvd. Carlos Quintero Arce.

Para cada una de las microcuencas descritas anteriormente se encontraron características hidrológico-hidráulicas, geográficas y fisiográficas propias, teniendo que el caudal más alto ( $9.91 \text{ m}^3/\text{s}$ ) fue el perteneciente a la microcuenca con mayor extensión territorial y aquella que forma parte en gran medida de todo el análisis realizado. Es justo mencionar que para este análisis, el de la microcuenca MS1, se consideró un período de retorno de 10 años, un área de  $1.1936 \text{ km}^2$  y una tormenta de diseño con intensidad de  $47.73 \text{ mm/h}$  para un tiempo de concentración igual a la duración de 78.05 minutos. Los caudales de las microcuencas MS2, MS3, MS4, MS6 y MS7 no participaron en el diseño de las alternativas propuestas en el apartado resultados de la presente tesis debido a que cada una de estas microcuencas ya cuentan con infraestructura pluvial que se encarga de la recolección del escurrimiento, claro que, es necesario llevar a cabo un plan de mantenimiento preventivo para realizar limpieza y/o ajustes necesarios a las mismas para que funcionen eficientemente; sin embargo, es justo mencionar que el caudal de la microcuenca MS5 participó con un 50% en el desarrollo de las mencionadas alternativas, teniendo para esta el mismo período de

retorno, un área de 0.1241 km<sup>2</sup> y una tormenta de diseño con intensidad de 64.85 mm/h para un tiempo de concentración igual a la duración de 46.69 minutos.

El período de retorno de 10 años es el más común en este tipo de análisis y el mismo está fundamentado en normas del país. Al considerar períodos de retornos diferentes (mayor o menor) implicaría que los resultados sean más altos o bajos respecto de la precipitación pluvial e intensidad generando caudales diferentes a los mencionados en este apartado. Es justo hacer mención que este análisis se realizó para períodos de retorno de 25 y 50 años, cuyas tablas de resultados se agregaron en el capítulo 4.1 Resultados (método racional). Cualquier propuesta de solución que se pudiera llevar a cabo para estos períodos de retorno resultarían aún más costosas de llevar a cabo.

En la primer alternativa de solución, todas las rejillas recolectoras descargan en el canal rectangular diseñado, debido a que por las condiciones que prevalecen en la zona se consideró una alternativa viable de proponer, este canal desembocaría en la infraestructura que ya se encuentra en la zona que forma casi la interconexión de los Bulevares Navarrete y Carlos Quintero Arce. Esta primera alternativa está compuesta de dos fases, la primera es aquella en donde mediante las rejillas se recolecta el agua pluvial y la segunda es aquella en donde mediante el canal rectangular revestido y embovedado se conduce el agua hacia la disposición final descrita anteriormente. La segunda alternativa consta de tres fases, la primera es recolectar el agua mediante las rejillas instaladas, la segunda es conducir el agua mediante el canal revestido y embovedado pero con dimensiones mucho más pequeñas y la tercera es la recolección del flujo, almacenamiento en las cámaras ADS StormTech y su posterior descarga hacia el sistema de drenaje sanitario.

Es bueno hacer mención que dentro de las otras alternativas o propuestas de solución se tuvo planeado considerar el diseño de los SUDS a equidistancias, pero debido a la ubicación geográfica e infraestructura existente fue poco viable; de igual manera, se tuvo planeado proponer un diseño de tanques de almacenamiento (cisternas) o reservorios para alojar el agua pluvial y proponer un reuso sustentable del recurso posteriormente.; sin embargo, a futuro , pudiera ser una alternativa factible de considerar, debido a que el cambio climático afecta cada vez más a la sociedad y por tanto, estaremos expuestos a fenómenos con mayor recurrencia y mayor magnitud.

## **Del modelo y su validez**

Este modelo de drenaje pluvial sostenible llevado a cabo para la subcuenca SCC05 garantiza la recolección del agua para eliminar los peligros por inundación y además el aprovechamiento sustentable del recurso, consistiendo básicamente en recolectar el agua captada por el sistema de rejillas diseñadas y redirigirla hacia el canal rectangular y en la segunda alternativa una parte hacia los SUDS para su posterior descarga o reutilización. Su desarrollo se basa, a como se mencionó con anterioridad, en la identificación de las lluvias diarias máximas anuales para llevar a cabo el procesamiento estadístico respectivo y obtener las precipitaciones e intensidades máximas para las duraciones y período de retorno óptimo (10 años). Seguido de eso se involucran las cartas topográficas de la zona para llevar a cabo mediante el software ArcGIS la delimitación de las microcuencas y la definición de los cauces principales de cada una de estas. Todo esto, sirve para abordar la definición de las dos alternativas de solución propuestas, en la primera alternativa la forma de recolección y conducción del agua hasta su disposición final y en la segunda adicionándole la solución innovadora.



## 5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

Los Modelos Hidrológicos-Hidráulicos, representan una herramienta sumamente útil para la Planificación y Gestión de los sistemas de aguas pluviales en ambientes urbanos, posibilitando la verificación de los impactos producido por los procesos urbanísticos en dichos sistemas. (Sánchez & Strippoli, 2009).

En el presente caso de estudio se delimitó y analizó el flujo de agua pluvial que escurre sobre el Blvd. Navarrete, la situación de inundación que se presenta es debido al efecto topográfico de la subcuenca urbana identificada por IMPLAN como SCC05; la cual dispone de una superficie de 216 hectáreas (equivalente a 2,160,000 m<sup>2</sup>). Su localización en la ciudad tiene los límites urbanos entre los Bulevares Carlos Quintero Arce, Colosio, Solidaridad, Luis Encinas y Avenida Tecnológico.

Se identificó que la subcuenca mencionada se constituye por siete microcuencas (enumeradas desde MS1 a la MS7), las cuales drenan el agua pluvial hacia distintas direcciones. Dos de esas microcuencas (MS1 y MS5) generan el escurrimiento de agua que drenan hacia el Blvd. Navarrete. De estas dos que participan en el flujo de agua la que genera el mayor escurrimiento con su área total es la MS1 (de 119.35 hectáreas y longitud del cauce principal en calle pavimentada de 2,020 metros) con una pendiente en su cauce de 25 al millar; mientras que la MS5 que tiene un área de 12.4 hectáreas solamente participa con un 50% de su caudal, ya que el agua restante la envía hacia otra dirección ajena al Blvd. Navarrete.

El modelo hidrológico definido para la subcuenca urbana en estudio reveló que el caudal máximo generado para un periodo de retorno de 10 años fue 10.78 m<sup>3</sup>/s, de donde la cantidad 9.91 m<sup>3</sup>/s escurren por efecto de la Microsubcuenca principal MS1 debido a su mayor área de drenaje. De acuerdo con las curvas P-d-Tr la tormenta en el diseño fue para una duración de 78 minutos en la MS1 que genera una precipitación pluvial de 59.6 mm; mientras que en la MS5 la duración de la tormenta equivalente al tiempo de concentración fue de 47 minutos y generó una precipitación pluvial de 49.3 mm para el diseño. Fue muy

notorio el valor del coeficiente de escurrimiento promedio (C) para la MS5 que resultó de 0.78, mientras que la subcuenca MS1 su coeficiente de escurrimiento fue  $C = 0.63$ .

La precipitación pluvial más alta ocurrida en el verano (3 de julio) de 2021 de acuerdo con los registros pluviales fue de 75 mm ocurridos en una duración de 60 minutos. Por tal motivo, se determinó el caudal máximo para los periodos de retorno de 25 años y 50 años, los cuales poseen en las curvas P-d-Tr un valor de precipitación cercano al valor mencionado del año 2021, resultando un caudal máximo de  $13 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $14.7 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente.

Sin embargo, la norma definida en la CONAGUA, expone que el drenaje pluvial urbano es conveniente su diseño sea para periodo de retorno de 10 años. Esto sí genera menores costos en la construcción de las obras hidráulicas consideradas para conducir el agua pluvial en las zonas urbanas hacia aguas abajo; no obstante, la evidencia en este caso ya muestra que el periodo de retorno de 10 años resulta insuficiente y con menos protección para salvaguardar a las personas en la ciudad, así como la protección de la infraestructura y equipamiento urbano, dado que la precipitación extraordinaria ocurrida en el verano del 2021 rebasó completamente la que resulta del modelo hidrológico apegado a la norma mexicana. Esto brinda la oportunidad de prever y amortiguar estas contingencias pluviales, sugiriendo así elegir periodos de retorno de 20 o 25 años en el diseño, y en su caso, combinar la solución de la captación del agua pluvial a través de un colector pluvial, agregando uno o varios módulos de drenaje sostenible (SUDS) que generen una disminución del caudal máximo, de manera que el gasto de pico disminuya y se genere una captación más eficiente del agua a través de las bocas de tormenta, mientras que un porcentaje del caudal máximo se direcciona hacia los módulos del SUDS.

Asimismo, es pertinente expresar que una variable importante y de peso en el cálculo del caudal (Q) es el coeficiente de escurrimiento, el cual para la subcuenca MS1 resultó relativamente bajo ( $C=0.63$ ) dado que la mayor parte del área que drena el agua en esta subcuenca aparecen terrenos baldíos en donde no hay construcción de edificaciones, por lo que, cuando se llegue el momento de que se construyan obras civiles de edificaciones en esos terrenos, se tendrá en consecuencia mayor área impermeable, entonces el coeficiente de escurrimiento “C” se puede incrementar y al mismo tiempo el caudal “Q” se elevará de manera sustancial. Por tal motivo, la sugerencia de prever mayores periodos de retorno.

Para el presente caso de estudio, y para estar de acuerdo con la norma, se eligió el caudal máximo para un periodo de retorno de 10 años, proponiendo un manejo del agua pluvial en su conducción de la manera siguiente: una alternativa que consistió en captar el 100% del agua escurrida en la subcuenca a través de las bocas de tormenta y rejillas para introducirla hacia un colector tipo canal de sección rectangular. Esta única alternativa tendría el inconveniente de que el área inundable se puede seguir presentando, dado que las rejillas tienen una eficiencia de captación de alrededor del 50%, además de que el volumen de agua que se dirigiría hacia aguas abajo, provocaría una acumulación severa de agua al sumarse la descarga de otros colectores pluviales en el punto de intersección con el Blvd. Quintero Arce descargándose así mayores volúmenes de agua pluvial y haciendo más crítica la situación hacia vialidades topográficamente más bajas del poniente de la ciudad.

Dada tal situación, se consideró una segunda y mejor alternativa en el diseño, la cual toma en cuenta el principio de drenaje urbano sostenible (SUDS), de donde se proponen dos módulos del SUDS para captar de manera temporal un porcentaje del caudal máximo del agua escurrida, combinando esto con la captación de agua en un colector pluvial tipo canal de sección rectangular de menores dimensiones. La captación del agua en estos dos módulos puede ser reutilizada posteriormente al dirigir el agua de manera controlada hacia un cárcamo del cual se extraiga para uso de áreas verdes, o bien, dirigirla hacia el subsuelo para recarga de acuífero en la zona urbana, u otros usos que mejor convengan.

Existe la evidencia histórica que muestra que en la zona de estudio la mayor parte del tiempo se han presentado problemas relacionados con inundaciones debido a los escurrimientos pluviales cuando se presentan precipitaciones extraordinarias, y no solo en la zona de estudio, sino en muchas otras zonas aledañas. En ese contexto, el gobierno y/o las autoridades competentes de la materia ha llevado a cabo estrategias de mitigación, sin embargo, estas no han sido suficientes, lo cual, abre el parteaguas para llevar a cabo la investigación aquí presentada.

Se pretende que el presente estudio sirva para llevar a cabo la propuesta de una política pública aplicable para el ramo de las inundaciones y/o aprovechamiento del recurso hídrico proveniente de las precipitaciones pluviales, tomando como referencia los principios relacionados con el Impacto Hidrológico Cero. De igual forma, la metodología expuesta y

aplicada a esta investigación puede servir para reproducirse en diferentes escenarios y llevar a cabo la propuesta de diferentes alternativas que satisfagan las necesidades de la población en cuanto al aprovechamiento del recurso y problemas de inundación por escorrentía.

## **5.2 Recomendaciones**

Ante la necesidad que se expone, de aprovechar de forma sostenible el agua pluvial en la subcuenca de estudio, se presenta este análisis e investigación, el cual se puede decir que es el primero en utilizar estas alternativas de solución y uno de los que aborda de forma integral el problema de inundación en las vialidades que aqueja a quienes habitan en la zona y periferia.

El presente estudio se enfocó además, en la elaboración de un sistema urbano de drenaje pluvial sostenible, como se mencionó anteriormente, en el que se aplicará la metodología existente para la estimación de caudales, vista y elaborada con anterioridad, para de este modo proponer el diseño adecuado a las necesidades en cuanto a ubicación y espacio disponible se tenga, debido a que cuando son diseños muy grandes, se opta por realizar en forma de cascada, para no hacer uso de terreno excesivo.

Las cotas topográficas debieran ser verificadas en campo con una estación total para dar veracidad a las mismas, debido a que para efectos del presente estudio se utilizaron las cotas tomadas de Google Earth, en un proyecto ejecutivo es más conveniente realizarlo de la forma descrita anteriormente. En ese tenor, se recomienda ampliamente llevar a cabo el estudio de mecánica de suelos relacionado con la capacidad de absorción y/o infiltración del suelo predominante en la zona donde se desplantaron los proyectos relacionados con los SUDS, debido a que por su naturaleza, estos, pueden funcionar como dispositivos de infiltración al subsuelo y recargar los mantos acuíferos, lo cual, tendrá resultados positivos para la población con el paso del tiempo.

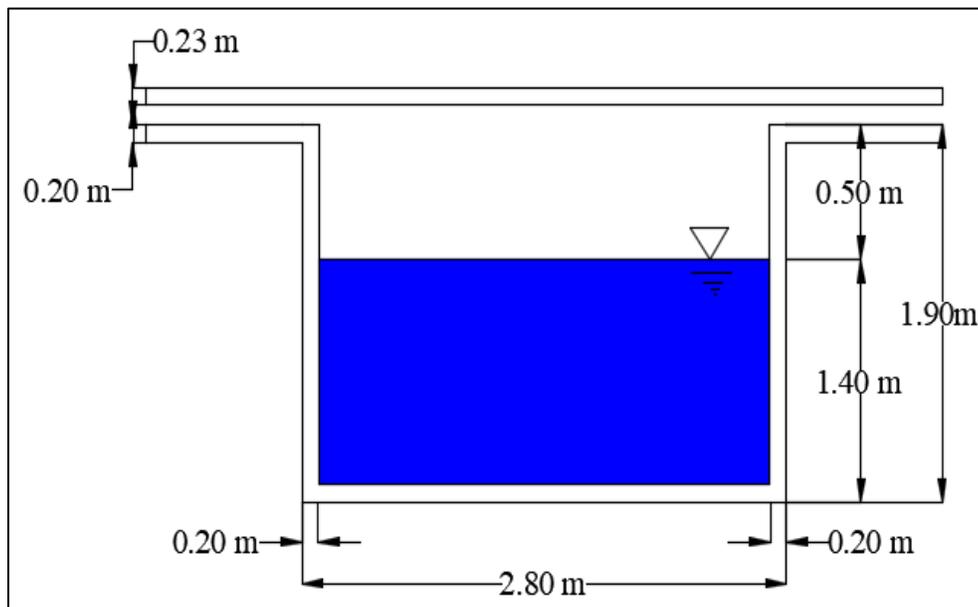
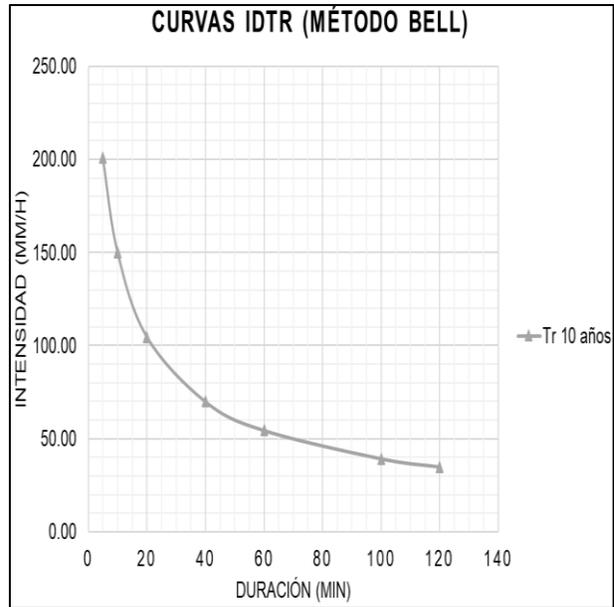
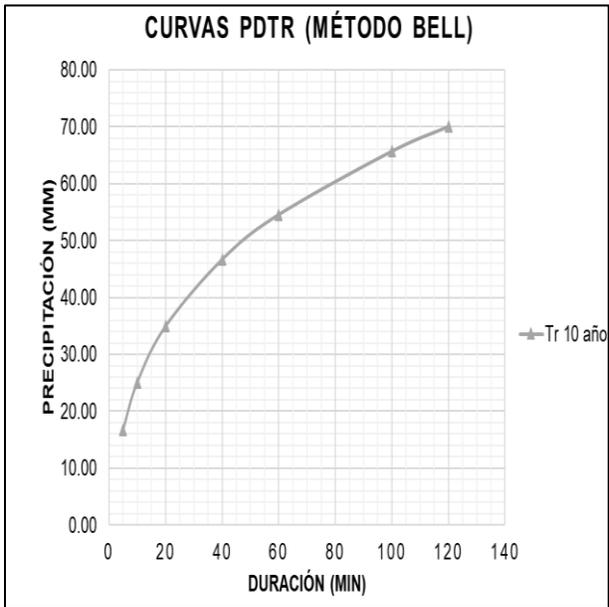
Es recomendable, de igual forma, en lo que respecta a las alternativas de solución, se lleve a cabo el cálculo de los cantidades de obra de los elementos que constituyen estas alternativas, para que aunado a eso, se realice un presupuesto y programa de obra y de ese modo conocer el alcance financiero de cada una de ellas para así tomar la mejor decisión en los plazos convenientes para llevar a cabo la implementación de alguna de ellas.

Se considera apropiado que este tipo de investigaciones sirvan para generar conciencia respecto de esta problemática que padecemos como sociedad, cada vez con mayor frecuencia e intensidad; y que llegue esta información a las personas tomadoras de decisiones en los tres niveles de gobierno, debido a que con ellos es con quienes se tiene que empezar el cambio orientado hacia un aprovechamiento racional de los recursos hídricos y sobre todo, si se tiene la posibilidad, el uso de las aguas provenientes de las escorrentías pluviales.

Es justo mencionar que se cumplió con los objetivos general y específicos planteados, debido a que se analizó el flujo de agua superficial derivado de la precipitación pluvial en la cuenca urbana “SCC05”, de igual manera se identificaron los escurrimientos presentados en la mencionada cuenca, se realizó el análisis hidrológico y se identificaron todas las características fisiográficas, se diseñó el SUDS y de ese modo es que se hizo uso de una combinación de alternativas para proponer solución, de ese modo se hablará del establecimiento de una política pública aplicable en la región en ese rubro.

Cómo parte complementaria, en la segunda propuesta de solución que reúne las características convencionales y novedosas, hablando específicamente del SUDS, es correcto mencionar que estos sistemas están diseñados principalmente para ser utilizados debajo de estacionamientos, vialidades y áreas verdes, ahorrando terreno valioso y protegiendo recursos de agua para aplicaciones comerciales y municipales. Al momento de realizar el presente trabajo de tesis, en la plataforma de ADS StormTech se encuentra el modelo de cámaras utilizadas en el diseño de la segunda propuesta de solución, pudiendo estar sujeta a cambios sin previo aviso.

De igual manera, es justo agregar que la geometría de la primera alternativa de solución estará sujeta a cambios, toda vez que se modificaran los períodos de retorno de diseño, teniendo en cuenta que el período de retorno de diseño que se utilizó para la primera propuesta de solución es de 10 años, se agregan a continuación las geometrías que se pudieran presentar para los períodos de retorno de 25 y 50 años respectivamente y de igual manera se agregan las curvas  $id_{Tr}$  y  $pd_{Tr}$  respectivas para cada caso en las Figuras 44, 45 y 46.

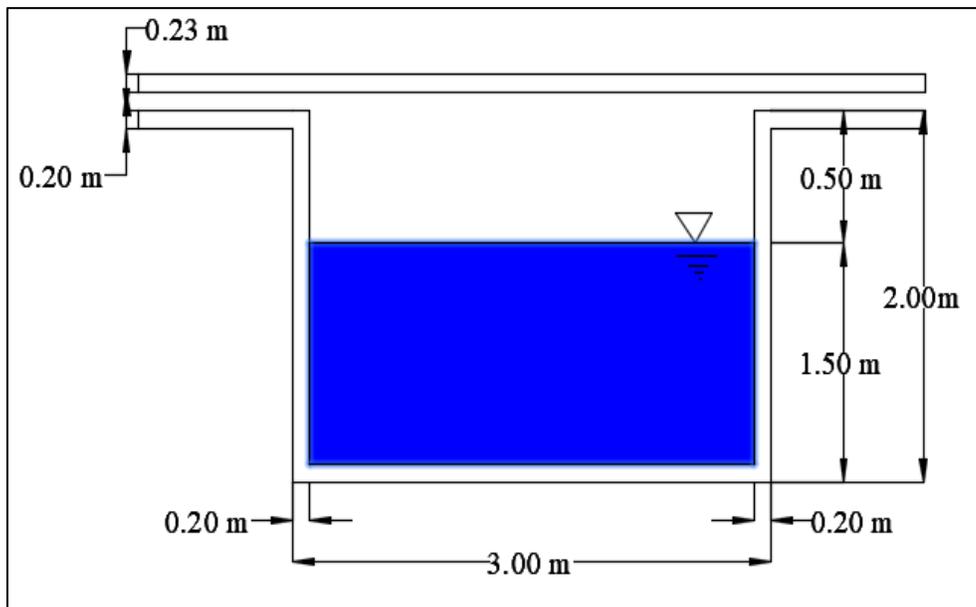
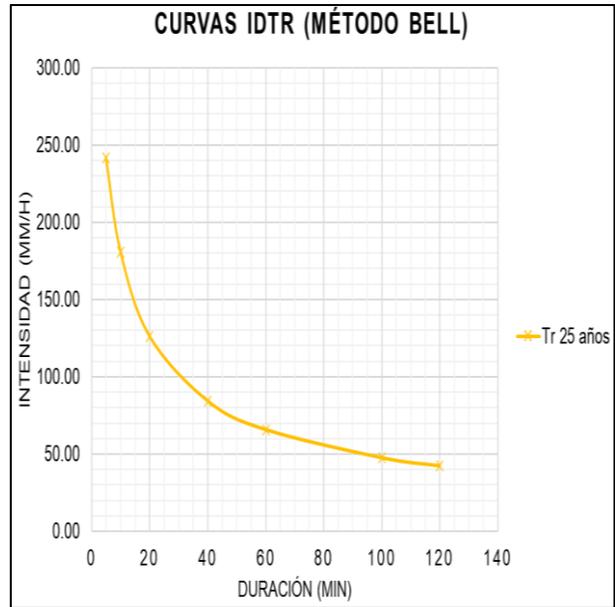
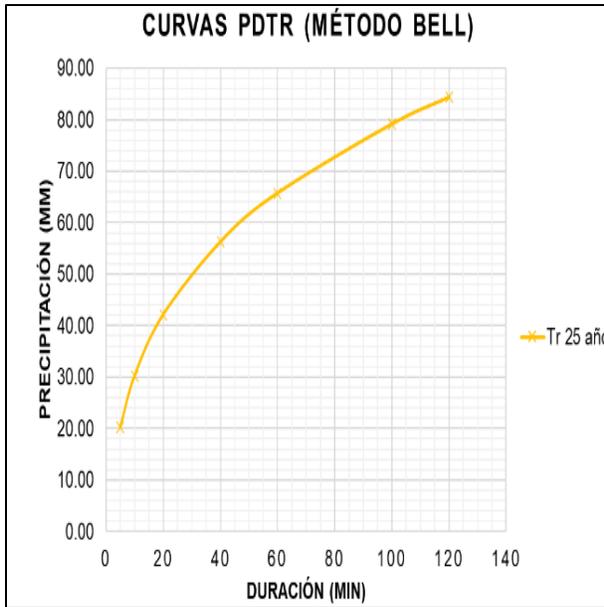


Velocidad = 2.82 m/s

Tipo de flujo = 0.76 (subcrítico)

Figura 44.- Cálculo de geometría de primera alternativa de solución para un Tr de 10 años.

Fuente: Elaboración propia.

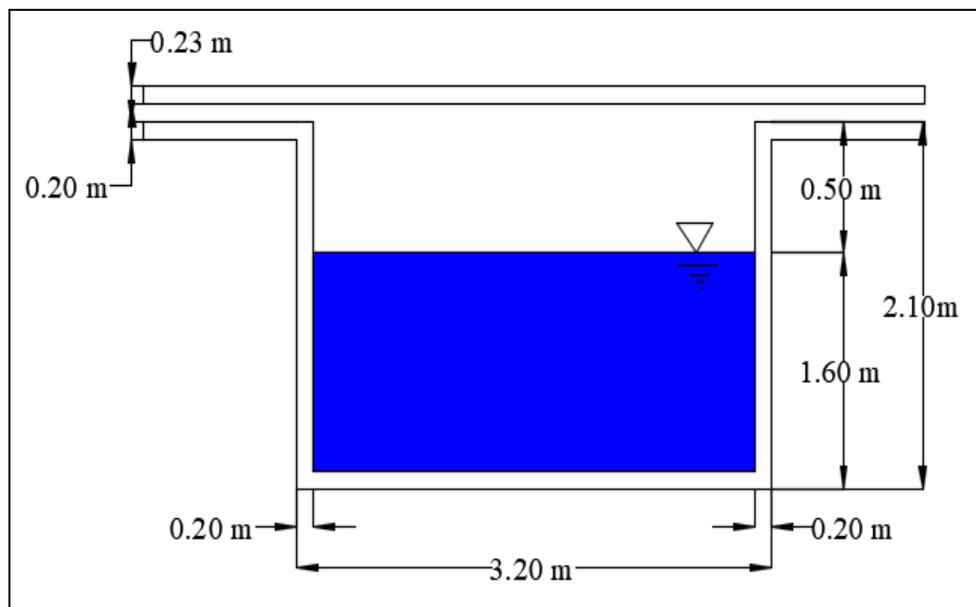
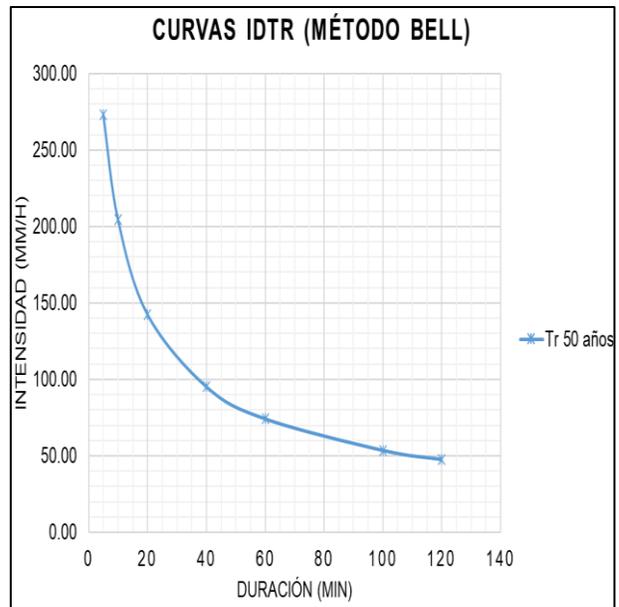
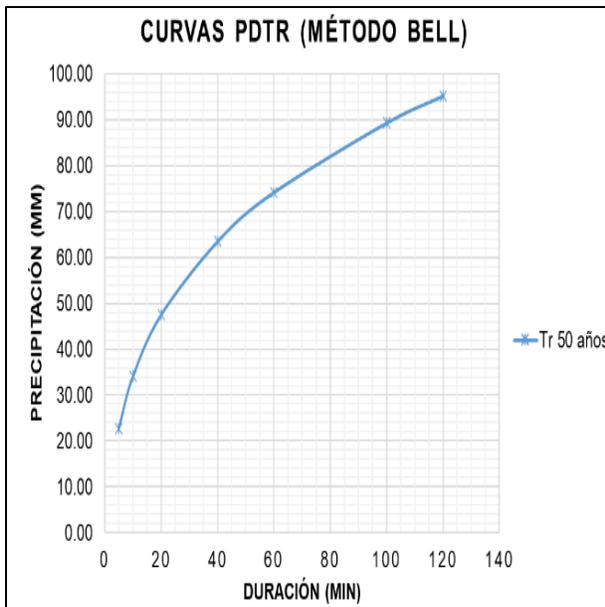


Velocidad = 2.95 m/s

Tipo de flujo = 0.77 (subcrítico)

Figura 45.- Cálculo de geometría de primera alternativa de solución para un Tr de 25 años.

Fuente: Elaboración propia.



Velocidad = 3.08 m/s

Tipo de flujo = 0.78 (subcrítico)

Figura 46.- Cálculo de geometría de primera alternativa de solución para un Tr de 50 años.

Fuente: Elaboración propia.

## 6.0 REFERENCIAS

- Ares, M. G., Varni, M., Chagas, C., & Entraigas, I. (2012). Calibración del número N de la curva de escurrimiento en una cuenca agropecuaria de 116 km<sup>2</sup> de la provincia de Buenos Aires, Argentina. *Agrociencia* 46: , 535-541.
- Arismendy, W. N. (2007). *Estimación de curvas Intensidad-Duración-Períodos de Retorno (IDTr) a través de registros pluviométricos*. Guanajuato, Gto.: Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Celaya.
- ARQUIOAX, V. S. (31 de Diciembre de 2011). Atlas de Riesgos Naturales del Municipio de Santa Cruz Xoxocotlán. *Prevención de riesgos en los asentamientos humanos*. Santa Cruz Xoxocotlán, Oaxaca, México: ARQUIOAX S. A. DE C. V.
- Baró, J. E., Díaz Delgado, C., Calderón, G., & Esteller, M. V. (2007). Curvas de daños económicos provocados por inundaciones en zonas habitacionales y agrícolas de México, Parte I: Propuesta Metodológica. *Ingeniería Hidráulica de México*, Vol. XXII, Núm. 1, 91-102.
- Bell, F. C. (1969). Generalized rainfall duration frequency relationships. *Journal of the Hydraulics Division*, 311-327.
- Benjamin, M. A. (2008). Investigating physical and social dimensions. *MSc thesis*. Cape Town, South Africa: University of Cape Town.
- Blanco, P. D. (2016). *Tutorial Modelamiento Hidrológico Geoespacial usando HEC-GeoHMS: Aplicación a la cuenca del Río Chilca*. Huancayo, Perú: Autoridad Nacional del Agua.
- Blog del Agua. (2021). *Blog del Agua*. Obtenido de <https://blogdelagua.com/actualidad/normativa-actual-en-materia-de-sistemas-urbanos-de-drenaje-sostenible-suds/>
- Boletín Oficial. (2018). *Dictamen relativo a la aprobación de Norma Técnica que establece las características y requerimientos para la infraestructura verde en el municipio de Hermosillo*. 2018CCII26II Hermosillo, Sonora: Gobierno del Estado de Sonora.

- Bremer, M. H., & Lara, C. A. (2001). Proyecto de Atlas de Riesgo de Inundación en la Ciudad de Monterrey. *Reporte. México, D. F.: ITESM Campus Monterrey*, 6.
- Brieva, C. (2018). *Caracterización de cuencas: Proyecto Específico 1133022 "Caracterización y análisis multidisciplinario de la información hidrológicas en cuencas"*. Mendoza, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Ministerio de Agroindustria.
- Campos, D. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. San Luis Potosí: 3era Edición, Editorial Universitaria Potosina.
- Campos, D. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. San Luis Potosí: 2da Edición: Printego.
- Castañeda Galvis, L. F. (2004). *Propuesta metodológica para la ubicación y dimensionamiento de sumideros de captación de escorrentía superficial y análisis de su comportamiento hidráulico*. Bucaramanga. Colombia.: Escuela de Ingeniería Civil. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Universidad Industrial de Santander.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Traducido en Santa Fé de Bogotá, Colombia.: Mc Graw Hill.
- CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Drenaje Pluvial Urbano*. Ciudad de México: Comisión Nacional del Agua. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.
- CONAGUA. (2016). *Ley de Aguas Nacionales*. Ciudad de México: Cámara de Diputado del H. Congreso de la Unión.
- CONAGUA. (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Drenaje Pluvial Urbano*. Ciudad de México.: Comisión Nacional del Agua. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.
- CONAGUA. (2020). *Actualización de la disponibilidad media anual de agua en el acuífero costa de Hermosillo (2619), Estado de Sonora*. Ciudad de México: Subdirección General Técnica, Gerencia de Aguas Subterráneas.

- CONAMA. (2018). *Agua y ciudad. Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible*. Madrid, España: Fundación CONAMA.
- Corregidor Sanz, D., & Fernández Guillén, P. (2004). Energía y Desarrollo Sostenible. *Física y Sociedad*, 16-20.
- Couchoud Gregori, M., & Cabrera Jiménez, J. A. (2010). Las Energías Renovables, una realidad. Fortalezas y Debilidades. *Tecno ambiente: Revista profesional de tecnología y equipamiento de ingeniería ambiental*, ISSN 1133-4665, Año nº 20, Nº 204, 9-13.
- Del Ángel González, M., & Domínguez Mora, R. (2013). Ecuaciones universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración. *GEOS, Vol. 33, No. 2*, 332-349.
- Douben, N. (2006). Characteristics of river floods and flooding: A global overview. 1985-2003. *Irrigation and Drainage*, 55 (SI), S9-S21.
- Duarte, C. M., Alonso, S., Benito, G., Dachs, J., Montes, C., Pardo, M., . . . Valladares, F. (2006). *Cambio global: Impacto de la Actividad Humana sobre el Sistema Tierra, La Maquinaria de la Biósfera en el Antropoceno*. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- ESRI. (17 de Agosto de 2021). *ArcGIS for Desktop*. Obtenido de <https://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/manage-data/tin/fundamentals-of-tin-surfaces.htm>
- Gonzales S., L. H., & Jaramillo J., D. F. (1991). Análisis fisiográfico para el estudio de las comunidades vegetales. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, 23-40.
- González Parra, C. G., & García Gámez, J. J. (2013). *Simulación hidráulica de rejilla de boca tormentas de la calle Vicente Guerrero esquina con California en Cd. Obregón, Sonora para la determinación de su capacidad de captación*. Cd. Obregón, Sonora: Instituto Tecnológico de Sonora.
- Guilberto, O. J., Varela, J. M., Yamanaka, V. H., Russi, A. V., & García, M. A. (2015). Sección 8, Cap. 3: Diseño de una red de drenaje pluvial urbano con apoyo de un modelo de simulación hidráulica: caso de estudio Cancún, Quintana Roo. En X. D.

- Galván, J. M. Rodríguez, & J. O. Medel, *Los servicios de agua y drenaje con una visión integral*. (págs. 748-757). Guanajuato: Universidad de Guanajuato.
- IMPLAN. (2014). *Atlas de Riesgos del Municipio de Hermosillo*. Hermosillo, Sonora: Unidad Municipal de Protección Civil.
- IMPLAN. (1 de Septiembre de 2014). *Programa de Desarrollo Urbano del Centro de Población de Hermosillo, Sonora*. Obtenido de Plano de uso, reservas y destinos de suelo: <https://www.implanhermosillo.gob.mx/wp-content/uploads/2018/02/E6.pdf>
- IMPLAN. (2018). *Programa de drenaje pluvial e infraestructura verde del centro de población de Hermosillo*. Hermosillo: Instituto Municipal de Planeación Urbana.
- IMPLAN Hermosillo. (2016). *Programa de Desarrollo Metropolitano de Hermosillo*. Hermosillo: Oficina Jurisdiccional de Hermosillo, Sonora.
- Instituto Nacional para el Federalismo y el Desarrollo Municipal;. (2020). *Enciclopedia de los Municipios y Delegaciones de México*. Obtenido de <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM26sonora/municipios/26030a.html>
- Jaume, A. T., & Rodríguez, H. F. (2016). *Memoria del Proyecto: Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible*. Alicante, España: Instituto Universitario del Agua y de las Ciencias Ambientales.
- Ley de Agua para el Estado de Jalisco y sus municipios. (2007). *Ley de Agua para el Estado de Jalisco y sus municipios*. Guadalajara, Jalisco: Congreso del Estado.
- Ley de Aguas del Estado de Sonora. (2006). *Ley de Aguas del Estado de Sonora*. Hermosillo, Sonora: Cámara de Diputados.
- Ley de Asentamientos Humanos, Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano para el Estado de Nuevo León. (2017). *Ley de Asentamientos Humanos, Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano para el Estado de Nuevo León*. Monterrey, Nuevo León: Congreso del Estado.

- MINVU, M. d. (1996). *Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Guía de Diseño*. Santiago de Chile: Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- Momparler, S. P., & Doménech, I. A. (2008). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: una alternativa a la gestión del agua de lluvia. *Universidad Politécnica de Valencia*, 1-15.
- Negrete, L. R., Jaques, G. R., & Sepúlveda, A. B. (2005). Hidrología Urbana: una aproximación transdisciplinaria. Hacia la re-estructuración de las ciudades Hídricas. *Síntesis Tecnológica*, V.2 N° 1 37-45.
- Niemczynowicz, J. (1999). Urban hydrology and water management - present and future challenges. *Urban Water*, 1-4.
- Orona, D. C. (2017). *Modelo de Drenaje Pluvial Sostenible en la Universidad de Sonora, campus Hermosillo*. Hermosillo, Sonora: Universidad de Sonora.
- Orona, D. C. (2017). *Modelo de Drenaje Pluvial Sustentable en la Universidad de Sonora, Campus Hermosillo*. Hermosillo, Sonora.: Universidad de Sonora.
- Ortíz, V. J., Varela, J. M., & Guilberto, Ó. J. (2015). Modelación numérica de inundaciones. *H2O Gestión del agua: Retos y soluciones para el drenaje de la capital.*, 18-24.
- Palacios, C. M., & Ordoñez, O. A. (2016). Análisis del riesgo por inundación utilizando herramientas SIG para la cuenca del río Quito. Manizales, Colombia: Universidad de Manizales.
- Primera Comisión de Gobernación y Puntos Constitucionales. (2017). *Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano del Estado de Sonora*. Hermosillo, Sonora: Cámara de Diputados.
- Programa de Manejo Integral de Agua Pluvial. (2017). *Antecedentes del PROMIAP y PIMI*. Guadalajara, Jalisco: Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado.
- San Román, F. J. (Consultado en 2021). *Obtención del hietograma de diseño*. Salamanca, España: Departamento de Geología, Universidad de Salamanca.

- Sánchez, L. A., & Strippoli, V. (2009). Modelo hidrológico - hidráulico para evaluar un sistema de drenaje urbano en zonas planas. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, Vol XXX, No. 3, pp. 3-10.
- Santos Tellez, R. U., & Albornoz Góngora, P. M. (2013). *Análisis y diseño numérico y experimental de bocas de tormenta para el desalajo de aguas pluviales*. Jiutepec, Morelos.: Subcoordinación de Hidráulica Urbana. Coordinación de Hidráulica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Servicio Meteorológico Nacional. (27 de Abril de 2017). *SMN*. Obtenido de <http://smn.cna.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica>
- Servicio Meteorológico Nacional. (6 de Abril de 2020). *Gobierno de México*. Obtenido de Comisión Nacional del Agua: [smn.conagua.gob.mx/tools/resources/diarios/26040.txt](http://smn.conagua.gob.mx/tools/resources/diarios/26040.txt)
- SIAPA, S. I. (2014). *Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades, Hidrología Superficial Urbana*. Guadalajara, Jalisco: SIAPA.
- Toscano Arano, H. A. (2011). *Diseño de un modelo de hidrología urbana para la zona centro de la ciudad de Xalapa, Ver. en las faldas del cerro de Macuiltépec*. Xalapa, Veracruz: Tesis de Licenciatura. Universidad Veracruzana, Facultad de Ingeniería Civil, Regín Xalapa.
- UNESCO. (2002). *Gestionar los riesgos*. Obtenido de [http://webworld.unesco.org/water/wwap/facts\\_figures/gestionar\\_riesgos.shtml](http://webworld.unesco.org/water/wwap/facts_figures/gestionar_riesgos.shtml)
- UNESCO. (2010). *3er Informe de las Naciones Unidas sobre el desarrollo de los recursos hídricos en el mundo: El agua en un mundo en constante cambio*. World Water Assessment Program – WWAP.
- Uribe, R. E., Piña, H. B., & Ramírez, A. I. (2017). Análisis de riesgo por inundación: metodología y aplicación a la cuenca Atemajac. *Tecnología y Ciencias del Agua*, vol III, núm. 3., 5-25.
- Vélez, A. S., Núñez, R. M., & Trujano, A. P. (2003). *La cuenca hidrográfica: unidad básica de planeación y manejo de recursos naturales*. Ciudad de México: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

## 7.0 ANEXOS

### 7.1 Análisis de las precipitaciones para Tr de 2, 5 , 20, 25, 50 y 100 años.

Tabla 18.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=2 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	128.53	10.71	10.71	0	5	2.77
10	96.19	16.03	5.32	5	10	5.32
20	67.08	22.36	6.33	10	20	7.13
40	44.83	29.89	7.53	20	40	10.71
60	34.93	34.93	5.05	40	60	7.53
100	25.24	42.06	7.13	60	100	6.33
120	22.42	44.84	2.77	100	120	5.05
1440	4.10	98.45	53.61	120	1440	53.61

Fuente: Elaboración propia.

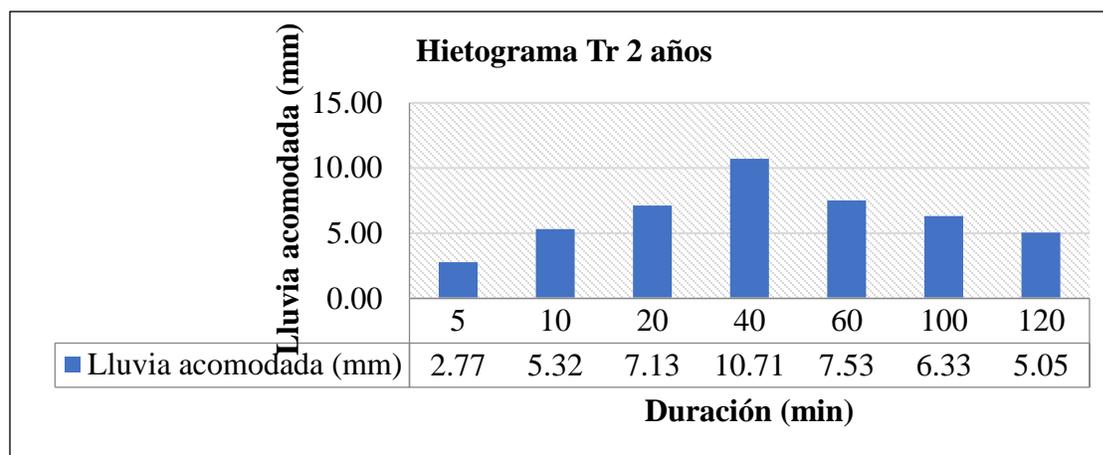


Figura 47.- Hietograma de diseño para un Tr de 2 años.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=5 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	169.64	14.14	14.14	0	5	3.66
10	126.96	21.16	7.02	5	10	7.02

20	88.54	29.51	8.35	10	20	9.41
40	59.17	39.45	9.93	20	40	14.14
60	46.11	46.11	6.66	40	60	9.93
100	33.31	55.52	9.41	60	100	8.35
120	29.59	59.18	3.66	100	120	6.66
1440	5.41	129.94	70.76	120	1440	70.76

Fuente: Elaboración propia.

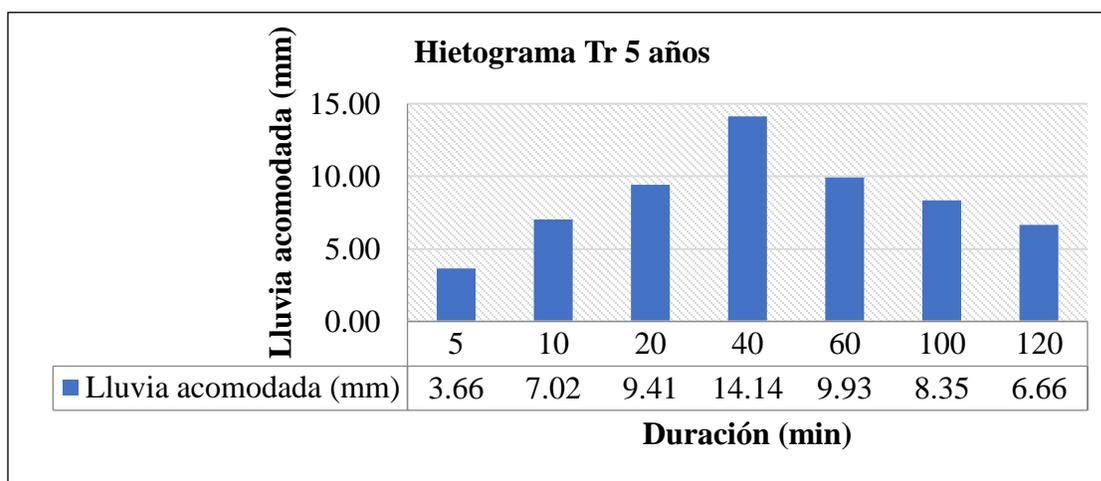


Figura 48.- Hietograma de diseño para un Tr de 5 años.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=20 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	231.84	19.32	19.32	0	5	5.00
10	173.52	28.92	9.60	5	10	9.60
20	121.00	40.33	11.42	10	20	12.86
40	80.87	53.91	13.58	20	40	19.32
60	63.01	63.01	9.10	40	60	13.58
100	45.53	75.88	12.86	60	100	11.42
120	40.44	80.88	5.00	100	120	9.10
1440	7.40	177.59	96.71	120	1440	96.71

Fuente: Elaboración propia.

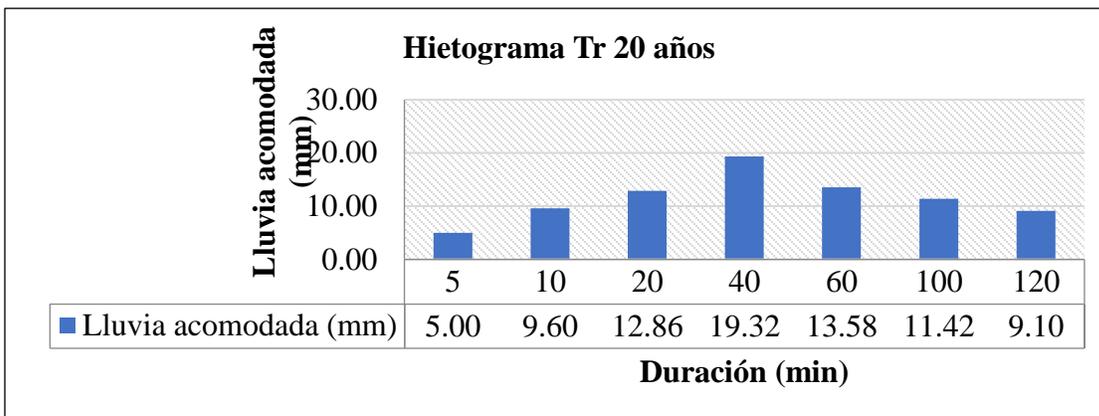


Figura 49.- Hietograma de diseño para un Tr de 20 años.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=25 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	241.85	20.15	20.15	0	5	5.22
10	181.01	30.17	10.01	5	10	10.01
20	126.23	42.08	11.91	10	20	13.42
40	84.36	56.24	14.16	20	40	20.15
60	65.73	65.73	9.50	40	60	14.16
100	47.49	79.15	13.42	60	100	11.91
120	42.19	84.37	5.22	100	120	9.50
1440	7.72	185.26	100.89	120	1440	100.89

Fuente: Elaboración propia.

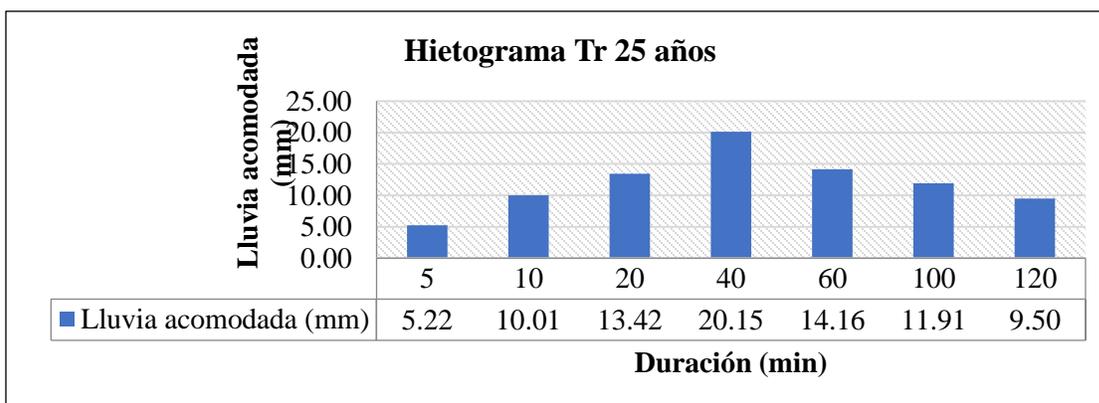


Figura 50.- Hietograma de diseño para un Tr de 25 años.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=50 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	272.95	22.75	22.75	0	5	5.89
10	204.28	34.05	11.30	5	10	11.30
20	142.46	47.49	13.44	10	20	15.14
40	95.21	63.47	15.98	20	40	22.75
60	74.19	74.19	10.72	40	60	15.98
100	53.60	89.33	15.14	60	100	13.44
120	47.61	95.22	5.89	100	120	10.72
1440	8.71	209.08	113.86	120	1440	113.86

Fuente: Elaboración propia.

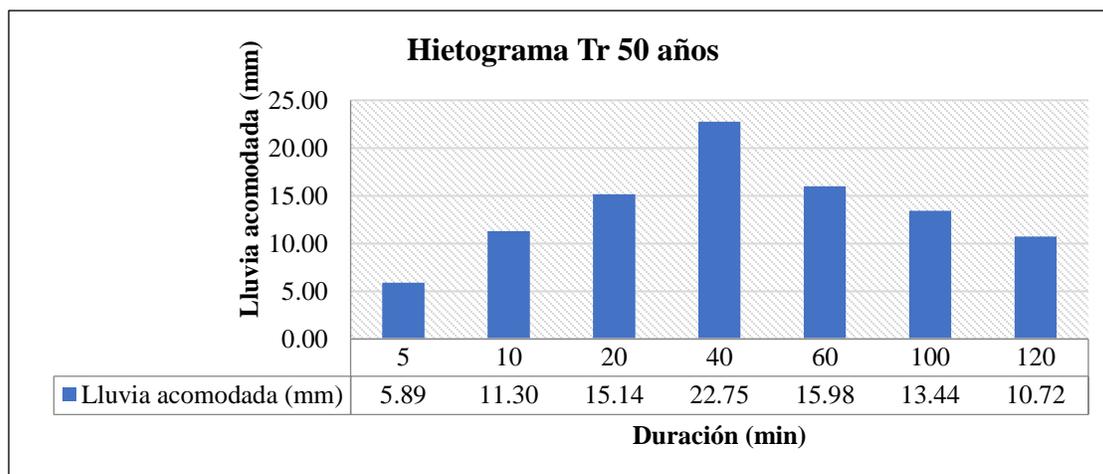


Figura 51.- Hietograma de diseño para un Tr de 50 años.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23.- Análisis de precipitación para construcción de hietograma (Tr=100 años).

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Lluvia (mm)	Incremento de la lluvia (mm)	L. inferior (min)	L. superior (min)	Lluvia acomodada (mm)
5	304.05	25.34	25.34	0	5	6.56
10	227.56	37.93	12.59	5	10	12.59
20	158.69	52.90	14.97	10	20	16.87
40	106.05	70.70	17.80	20	40	25.34
60	82.64	82.64	11.94	40	60	17.80
100	59.71	99.51	16.87	60	100	14.97

120	53.04	106.07	6.56	100	120	11.94
1440	9.70	232.90	126.83	120	1440	126.83

Fuente: Elaboración propia.

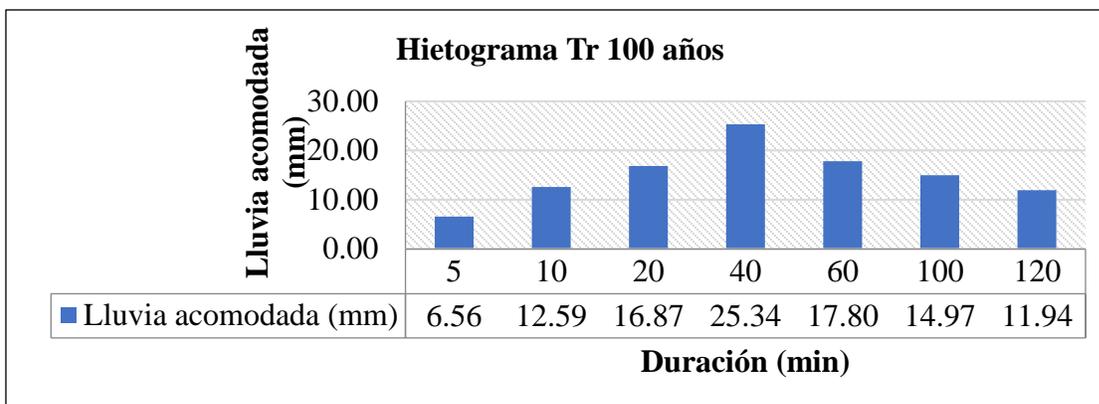


Figura 52.- Hietograma de diseño para un Tr de 100 años.

Fuente: Elaboración propia.

## 7.2 Cálculo del Coeficiente C de Esguerrimiento

Tabla 24.- Cálculo del coeficiente de esguerrimiento C para microcuena MS1. (Método 1).

Microcuena MS1			1,193,592.04
Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	237,640.46	0.18	41,587.08
Comercial (Zonas periféricas)	95,510.83	0.60	57,306.50
Industrial (Áreas esparcidas)	59,629.69	0.65	38,759.30
Residencial (Áreas de casas familiares)	370,120.99	0.40	148,048.39
Calles o pavimentos (Asfalto)	359,753.41	0.83	296,796.57
Calzadas y caminos	70,936.66	0.78	54,975.91
<b>Suma =</b>			<b>637,473.75</b>
<b>Coeficiente C =</b>			<b>0.5341</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS2. (Método 1).

<b>Microcuena MS2</b>		<b>605,687.06</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	38,139.36	0.18	6,674.39
Comercial (Zonas periféricas)	28,327.99	0.60	16,996.79
Industrial (Áreas esparcidas)	21,772.09	0.65	14,151.86
Residencial (Áreas de casas familiares)	216,346.11	0.40	86,538.44
Calles o pavimentos (Asfalto)	260,216.85	0.83	214,678.90
Calzadas y caminos	40,884.67	0.78	31,685.62
<b>Suma =</b>			<b>370,726.00</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.6121</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS3. (Método 1).

<b>Microcuena MS3</b>		<b>466,833.01</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	51,314.16	0.18	8,979.98
Comercial (Zonas periféricas)	47,686.02	0.60	28,611.61
Industrial (Áreas esparcidas)	104,712.42	0.65	68,063.07
Residencial (Áreas de casas familiares)	15,216.18	0.40	6,086.47
Calles o pavimentos (Asfalto)	180,566.84	0.83	148,967.64
Calzadas y caminos	67,337.40	0.78	52,186.49
<b>Suma =</b>			<b>312,895.26</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.6703</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS4. (Método 1).

<b>Microcuena MS4</b>		<b>157,387.81</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	8,001.75	0.18	1,400.31
Industrial (Áreas esparcidas)	27,622.21	0.65	17,954.44

Residencial (Áreas de casas familiares)	22,949.40	0.40	9,179.76
Calles o pavimentos (Asfalto)	69,758.03	0.83	57,550.38
Calzadas y caminos	29,056.43	0.78	22,518.73
<b>Suma =</b>			<b>108,603.61</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.6900</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS5. (Método 1).

<b>Microcuenca MS5</b>			<b>124,098.66</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	1,699.68	0.18	297.44
Comercial (Zonas periféricas)	4,604.95	0.60	2,762.97
Industrial (Áreas esparcidas)	31,811.50	0.65	20,677.47
Calles o pavimentos (Asfalto)	81,777.53	0.83	67,466.47
Calzadas y caminos	4,205.00	0.78	3,258.88
<b>Suma =</b>			<b>94,463.23</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.7612</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS6. (Método 1).

<b>Microcuenca MS6</b>			<b>113,922.65</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	71,584.93	0.18	12,527.36
Residencial (Áreas de casas familiares)	17,916.26	0.40	7,166.50
Calles o pavimentos (Asfalto)	24,421.46	0.83	20,147.71
<b>Suma =</b>			<b>39,841.57</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.3497</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS7. (Método 1).

<b>Microcuenca MS7</b>			<b>105,431.03</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Parques y cementerios	32,846.89	0.18	5,748.21
Comercial (Zonas periféricas)	12,545.30	0.60	7,527.18
Industrial (Áreas esparcidas)	22,437.85	0.65	14,584.61
Calles o pavimentos (Asfalto)	37,600.99	0.83	31,020.81
<b>Suma =</b>			<b>58,880.81</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.5585</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS1. (Método 2).

<b>Microcuenca MS1</b>			<b>1,193,592.04</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	308,577.12	0.43	132,688.16
Concreto y/o azoteas	525,261.51	0.83	433,340.74
Superficie asfáltica	359,753.41	0.81	291,400.27
<b>Suma =</b>			<b>857,429.17</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.7184</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS2. (Método 2).

<b>Microcuenca MS2</b>			<b>605,687.06</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	79,024.03	0.43	33,980.33
Concreto y/o azoteas	266,446.19	0.83	219,818.11

Superficie asfáltica	260,216.85	0.81	210,775.65
<b>Suma =</b>			<b>464,574.08</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.7670</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS3. (Método 2).

<b>Microcuenca MS3</b>			<b>466,833.01</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	118,651.56	0.43	51,020.17
Concreto y/o azoteas	167,614.61	0.83	138,282.05
Superficie asfáltica	180,566.84	0.81	146,259.14
<b>Suma =</b>			<b>335,561.36</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.7188</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuenca MS4. (Método 2).

<b>Microcuenca MS4</b>			<b>157,387.81</b>
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	37,058.17	0.43	15,935.01
Concreto y/o azoteas	50,571.60	0.83	41,721.57
Superficie asfáltica	69,758.03	0.81	56,504.01
<b>Suma =</b>			<b>114,160.59</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.7253</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS5. (Método 2).

<b>Microcuena MS5</b>		<b>124,098.66</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	5,904.68	0.43	2,539.01
Concreto y/o azoteas	36,416.45	0.83	30,043.57
Superficie asfáltica	81,777.53	0.81	66,239.80
<b>Suma =</b>			<b>98,822.39</b>
<b>Coeficiente C =</b>			<b>0.7963</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS6. (Método 2).

<b>Microcuena MS6</b>		<b>113,922.65</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)	71,584.93	0.43	30,781.52
Concreto y/o azoteas	17,916.26	0.83	14,780.91
Superficie asfáltica	24,421.46	0.81	19,781.39
<b>Suma =</b>			<b>65,343.82</b>
<b>Coeficiente C =</b>			<b>0.5736</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento C para microcuena MS7. (Método 2).

<b>Microcuena MS7</b>		<b>105,431.03</b>	
<b>Uso</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>C</b>	<b>Área*C (m2)</b>
Arenas con pasto (parques, jardines, etc.), Condición pobre (el pasto cubre menos	32,846.89	0.43	14,124.16

del 50% del área), pendiente promedio (2% al 7%)			
Concreto y/o azoteas	34,983.15	0.83	28,861.10
Superficie asfáltica	37,600.99	0.81	30,456.80
<b>Suma =</b>			<b>73,442.06</b>
<b>Coefficiente C =</b>			<b>0.6966</b>

Fuente: Elaboración propia.

### 7.3 Cálculo del tiempo de concentración (Tc)

Tabla 38.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Método de Kirpich).

Micro cuenca	Lc (m)	Lc (pies)	Sc (m/m)	Tiempo de concentración (min)
MS1	2,020.91	6,630.27	0.0025	68.90
MS2	1,542.24	5,059.85	0.0019	61.38
MS3	865.73	2,840.32	0.0023	36.83
MS4	815.90	2,676.84	0.0061	24.17
MS5	946.60	3,105.66	0.0021	40.83
MS6	765.34	2,510.96	0.0013	41.71
MS7	857.73	2,814.06	0.0012	47.58

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Método de Bransby-Williams).

Micro cuenca	Lc (km)	Área (km <sup>2</sup> )	Sc (m/m)	Tiempo de concentración (min)
MS1	2.0209	1.1936	0.0025	96.28
MS2	1.5422	0.6057	0.0019	82.51
MS3	0.8657	0.4668	0.0023	45.93
MS4	0.8159	0.1574	0.0061	39.70
MS5	0.9466	0.1241	0.0021	58.37
MS6	0.7653	0.1139	0.0013	52.40
MS7	0.8577	0.1054	0.0012	60.54

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Método de Rowe).

<b>Micro cuenca</b>	<b>Lc (km)</b>	<b>Cota mayor (m)</b>	<b>Cota menor (m)</b>	<b>Tiempo de concentración (min)</b>
MS1	2.0209	195	190	68.97
MS2	1.5422	194	191	61.45
MS3	0.8657	197	195	36.87
MS4	0.8159	196	191	24.19
MS5	0.9466	200	198	40.87
MS6	0.7653	191	190	41.76
MS7	0.8577	199	198	47.63

Fuente: Elaboración propia.

#### **7.4 Diseño del SUDS del tipo detención/ infiltración**

INFORMACIÓN DEL PROYECTO	
RESPONSABLE DE PRODUCTOS DE INGENIERÍA	
REPRESENTANTE DE VENTAS ADS	
NO. PROYECTO	



# SEGUNDA PROPUESTA DE TESIS

## HERMOSILLO, SONORA, MÉXICO

### ESPECIFICACIONES DE LA CÁMARA STORMTECH MC-7200

1. LAS CÁMARAS SERÁN STORMTECH MC-7200.
2. LAS CÁMARAS TENDRÁN FORMA DE ARCO Y ESTARÁN FABRICADAS CON POLIPROPILENO VIRGEN MODIFICADO POR IMPACTO.
3. LAS CÁMARAS DEBERÁN CUMPLIR LOS REQUISITOS DE LA NORMA ASTM F2418, "ESPECIFICACIÓN ESTÁNDAR PARA CÁMARAS DE COLECCIÓN DE AGUAS ALMACENADAS DE PARED CORRUPIDA (PP)" CLASIFICACIÓN DE CÁMARAS 60X101.
4. LAS FILAS DE CÁMARAS PROPORCIONARÁN UN ESPACIO INTERNO CONTINUO Y SIN OBSTÁCULOS, SIN SOPORTES INTERNOS QUE IMPIDAN EL FLUJO O LIMITEN EL ACCESO PARA LA INSPECCIÓN.
5. EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CÁMARAS, EL RELLENO ESTRUCTURAL Y LOS REQUISITOS DE INSTALACIÓN GARANTIZARÁN EL CUMPLIMIENTO DE LOS FACTORES DE CARGA ESPECIFICADOS EN LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE PUENTES LRFD DE LA AASHTO, SECCIÓN 12.12. PAR. 1) LAS CARGAS MUERTAS DE LARGA DURACIÓN Y 2) LAS CARGAS VIVAS DE CORTA DURACIÓN, BASÁNDOSE EN EL CAMIÓN DE DISEÑO DE LA AASHTO CON LA CONSIDERACIÓN DE IMPACTOS Y PRESENCIAS DE VEHÍCULOS MULTIPLES.
6. LAS CÁMARAS SE DISEÑARÁN, PROBARÁN Y DETERMINARÁN LAS CONFIGURACIONES DE CARGA ADMISIBLES DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM F2787, "STANDARD PRACTICE FOR STRUCTURAL DESIGN OF THERMOPLASTIC CORRUGATED WALL STORMWATER COLLECTION CHAMBERS". LAS CONFIGURACIONES DE CARGA DEBERÁN INCLUIR 1) CARGA VIVA INSTANTÁNEA (<1 MIN) DEL CAMIÓN DE DISEÑO AASHTO SOBRE LA CUBIERTA MÍNIMA 2) CARGA MÁXIMA PERMANENTE (75 AÑOS) DE LA CUBIERTA Y 3) CUBIERTA ADMISIBLE CON EL CAMIÓN DE DISEÑO AASHTO ESTACIONADO (1 SEMANA).
7. REQUISITOS DE MANIPULACIÓN E INSTALACIÓN:  
 PARA MANTENER LA ANCHURA DE LAS CÁMARAS DURANTE EL TRANSPORTE Y LA MANIPULACIÓN, LAS CÁMARAS DEBERÁN TENER ORJEJETAS DE APILAMIENTO INTEGRADAS Y ENCAJADAS.  
 \* PARA GARANTIZAR UNA JUNTA SEGURA DURANTE LA INSTALACIÓN Y EL RELLENO, LA ALTURA DE LA JUNTA DE LA CÁMARA NO DEBERÁ SER INFERIOR A 3".  
 \* PARA GARANTIZAR LA INTEGRIDAD DE LA FORMA DEL ARCO DURANTE LA INSTALACIÓN, A) LA CONSTANTE DE ESTIRAMIENTO DEL ARCO, SEGÚN SE DEFINE EN LA SECCIÓN 6.2.8 DE LA NORMA ASTM F2418, DEBERÁ SER MAYOR O IGUAL A 450 LBS/PULGADAS, Y B) PARA RESISTIR LA DEFORMACIÓN DE LA CÁMARA DURANTE LA INSTALACIÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS (POR ENCIMA DE LOS 73°F / 23°C), LAS CÁMARAS DEBERÁN SER PRODUCIDAS CON COLORES REFLECTANTES DORADOS O AMARILLOS.
8. SÓLO SE PERMITIRÁN LAS CÁMARAS APROBADAS POR EL INGENIERO DE DISEÑO DE LA OBRA. A PETICIÓN DEL INGENIERO DE DISEÑO DEL EMPLAZAMIENTO O DEL PROPIETARIO, EL FABRICANTE DE LA CÁMARA DEBERÁ PRESENTAR UNA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA SU APROBACIÓN ANTES DE ENTREGAR LAS CÁMARAS EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO, TAL COMO SE INDICA A CONTINUACIÓN:  
 \* LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEBERÁ ESTAR SELLADA POR UN INGENIERO PROFESIONAL REGISTRADO.  
 \* LA CARGA MUERTA Y 1.75 PARA LA CARGA VIVA, EL MÍNIMO REQUERIDO POR LA NORMA ASTM F2787 Y POR LAS SECCIONES 3 Y 12.12 DE LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE PUENTES DE LA AASHTO LRFD PARA TUBERÍAS TERMOPLÁSTICAS.  
 \* EL MÓDULO DE FLENCIA DERIVADO DE LA PRUEBA, TAL COMO SE ESPECIFICA EN LA NORMA ASTM F2418, SE UTILIZARÁ PARA EL DISEÑO DE CARGA MUERTA PERMANENTE, EXCEPTO QUE SERÁ EL MÓDULO DE 75 AÑOS EL QUE SE UTILICE PARA EL DISEÑO.
9. LAS CÁMARAS Y LAS TAPAS DE LOS EXTREMOS SE PRODUCIRÁN EN UNA INSTALACIÓN DE FABRICACIÓN CON CERTIFICACIÓN ISO 9001.

### IMPORTANTE - NOTAS PARA LA LICITACIÓN E INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE CÁMARA MC-7200

1. LAS CÁMARAS STORMTECH MC-7200 NO SE INSTALARÁN HASTA QUE EL REPRESENTANTE DEL FABRICANTE HAYA REALIZADO UNA REUNIÓN PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN CON LOS INSTALADORES.
2. LAS CÁMARAS STORMTECH MC-7200 SE INSTALARÁN DE ACUERDO CON LA "GUÍA DE CONSTRUCCIÓN STORMTECH MC-7200"
3. LAS CÁMARAS NO DEBEN SER RELLENADAS CON UNA TOPADORA O EXCAVADORA SITUADA SOBRE LAS CÁMARAS. STORMTECH RECOMIENDA 3 MÉTODOS DE RELLENO:
  - EL APLICADO SITUADO FUERA DEL LECHO DE LA CÁMARA.
  - RELLENO A MEDIDA, QUE SE CONSTRUYEN LAS FILAS UTILIZANDO UNA EXCAVADORA SOBRE LA PIEDRA DE CIMENTACIÓN O EL SUBSUELO.
  - RELLENO DESDE EL EXTERIOR DE LA EXCAVACIÓN UTILIZANDO UNA AZADA DE BRAZO LARGO O UNA EXCAVADORA.
4. LA PIEDRA DE CIMENTACIÓN SE NIVELARÁ Y COMPACTARÁ ANTES DE COLOCAR LAS CÁMARAS.
5. LAS JUNTAS ENTRE CÁMARAS DEBERÁN ESTAR BIEN ASENTADAS ANTES DE COLOCAR LA PIEDRA.
6. MANTENGA UN ESPACIO MÍNIMO DE 9" (230 MM) ENTRE LAS FILAS DE LA CÁMARA.
7. LOS COLECTORES DE ENTRADA Y SALIDA DEBEN INTRODUCIRSE UN MÍNIMO DE 12" (300 MM) EN LAS TAPAS FINALES DE LA CÁMARA.
8. LA PIEDRA DE EMPOTRAMIENTO QUE RODEA LAS CÁMARAS DEBE SER UNA PIEDRA LIMPIA, TRITURADA Y ANGULAR QUE CUMPLA CON LA DESIGNACIÓN AASHTO M43 DE #3 O #4.
9. LA PIEDRA SE COLOCARÁ UNIFORMEMENTE ALREDEDOR DE LAS CÁMARAS PARA NO DISTORSIONAR LA FORMA DE LAS MISMAS. LA PROFUNDIDAD DE LA PIEDRA NO DEBE DIFERIR NUNCA MÁS DE 300 MM ENTRE FILAS DE CÁMARAS CONTIGUAS.
10. LA PIEDRA DEBE COLOCARSE EN EL CENTRO SUPERIOR DE LA CÁMARA PARA ANCLAR LAS CÁMARAS EN SU LUGAR Y PRESERVAR EL ESPACIO ENTRE FILAS.
11. EL CONTRATISTA DEBE INFORMAR AL INGENIERO DE DISEÑO DE LA OBRA DE CUALQUIER DISCREPANCIA CON LAS CAPACIDADES PORTANTES DEL MATERIAL DE CIMENTACIÓN DE LA CÁMARA.
12. ADS RECOMIENDA EL USO DE INSERTOS "FLEXSTORM CATCH IT" DURANTE LA CONSTRUCCIÓN PARA TODAS LAS ENTRADAS CON EL FIN DE PROTEGER EL SISTEMA DE GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES SUBTERRÁNEAS DE LA ESCORRENTÍA DE LA OBRA

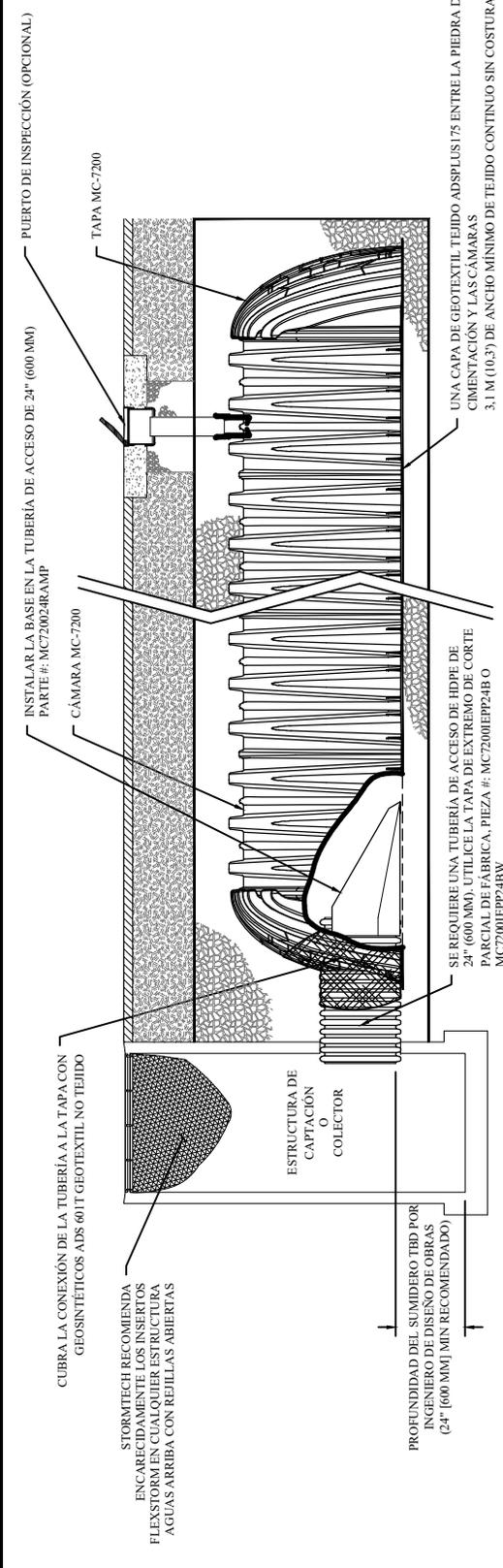
### NOTAS PARA LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN

1. LAS CÁMARAS STORMTECH MC-7200 SE INSTALARÁN DE ACUERDO CON LA "GUÍA DE CONSTRUCCIÓN STORMTECH MC-7200".
2. EL USO DE EQUIPOS SOBRE LAS CÁMARAS MC-7200 ESTÁ LIMITADO.
  - NO SE PERMITE EL USO DE EQUIPOS SOBRE LAS CÁMARAS DESUNIDAS.
  - NO SE PERMITE EL USO DE COLECTORES DE COMA, CÁMARAS DE VOLTEO O EXCAVADORAS HASTA QUE SE ALCANCEN LAS PROFUNDIDADES DE RELLENO ADECUADAS DE ACUERDO CON LA "GUÍA DE CONSTRUCCIÓN STORMTECH MC-3500/MC-7200".
  - LOS LÍMITES DE PESO PARA LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN SE PUEDEN ENCONTRAR EN LA "GUÍA DE CONSTRUCCIÓN STORMTECH MC-7200".
3. SE REQUIERE UNA COBERTURA COMPLETA DE 36" (900 MM) DE MATERIALES ESTABILIZADOS SOBRE LAS CÁMARAS PARA EL DESPLAZAMIENTO O EL VERTIDO DEL CAMIÓN.

EL USO DE UNA EXCAVADORA PARA EMPUJAR LA PIEDRA DE EMPOTRAMIENTO ENTRE LAS FILAS DE CÁMARAS PUEDE CAUSAR DAÑOS A LAS CÁMARAS Y NO ES UN MÉTODO DE RELLENO ACEPTABLE. CUALQUIER CÁMARA DAÑADA POR EL USO DEL MÉTODO DE "VACIAR Y EMPUJAR" NO ESTÁ CUBIERTA POR LA GARANTÍA ESTÁNDAR DE STORMTECH.

PÓNGASE EN CONTACTO CON STORMTECH EN EL 1-888-892-2694 SI TIENE ALGUNA PREGUNTA SOBRE LOS REQUISITOS DE INSTALACIÓN O LOS LÍMITES DE PESO DE LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN.





**DETALLE DE LA HILERA AISLADORA PLUS MC-7200**  
 NTS

**INSPECCION & MANTENIMIENTO**

- PASO 1) INSPECCION DE LA HILERA DE SEDIMENTOS
- A. PUERTOS DE INSPECCION (SI PRESENTA)
    - A.1. QUITAR/ABRIR LA TAPA DEL DESAGÜE EN LINEA NYLOPLAST
    - A.2. REGISTRANDO UNA LINTERNA Y UNA VARELLA ESTADIMÉTRICA, MEDIR LA PROFUNDIDAD DEL SEDIMENTO Y REGISTRARLA EN EL REGISTRO DE MANTENIMIENTO
    - A.3. BAJAR UNA CÁMARA EN LA FILA DE AISLANTES PLUS PARA LA INSPECCION VISUAL DE LOS NIVELES DE SEDIMENTOS (OPCIONAL)
    - A.4. SI EL SEDIMENTO ESTÁ EN O POR ENCIMA DE 3" (80 MM) SIGA CON EL PASO 2. SI NO, SIGA CON EL PASO 3.
  - B. TODAS LAS HILERAS AISLADORAS
    - B.1. RETIRAR LA CUBIERTA DE LA ESTRUCTURA EN EL EXTREMO AGUAS ARRIBA DE LA HILERA AISLADORA
    - B.2. UTILIZANDO UNA LINTERNA, INSPECCIONE HACIA ABAJO LA FILA DE AISLADORES MÁS A TRAVÉS DE LA TUBERÍA DE SALIDA
      - i) SE PUEDEN UTILIZAR ESPUELOS EN POSTES O CÁMARA PARA FITAR UNA ENTRADA EN ESPACIOS CONFINADOS
      - ii) SIGA LAS NORMAS DE LA OSHA PARA LA ENTRADA EN ESPACIOS CONFINADOS SI ENTRA EN LA BOCA DE INSPECCION
  - B.3. SI EL SEDIMENTO ESTÁ EN O POR ENCIMA DE 3" (80 MM) SIGA CON EL PASO 2. SI NO, SIGA CON EL PASO 3.

PASO 2) LIMPIAR LA FILA DE AISLANTES PLUS MEDIANTE EL PROCESO JETVAC

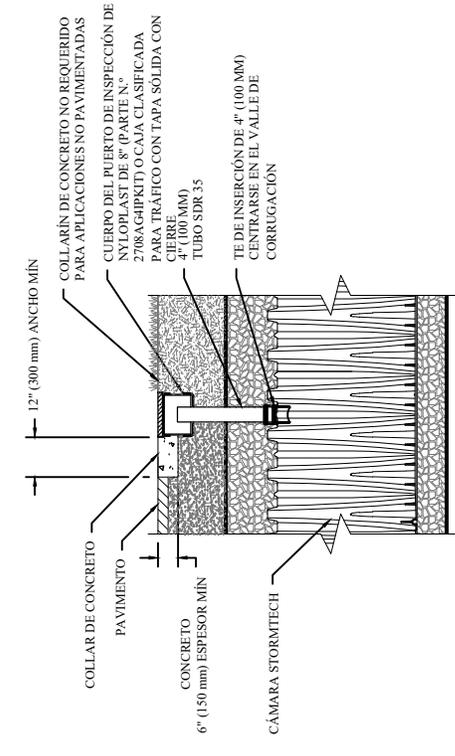
- A. SE PREFERE UNA BOQUILLA DE LIMPIEZA FUA CON UNA DISTANCIA DE 1.1 M (45") O MÁS.
- B. APLICAR VARIAS PASADAS DE JETVAC HASTA QUE EL AGUA DE RETROLAVADO ESTÉ LIMPIA
- C. SUMIDERO DE LA ESTRUCTURA DE VACIO SEGUN SEA NECESARIO

PASO 3) SUSTITUIR TODAS LAS CUBIERTAS, REJILLAS, FILTROS Y TAPAS; REGISTRAR LAS OBSERVACIONES Y ACCIONES.

PASO 4) INSPECCIONAR Y LIMPIAR LAS CUENCAS Y POZOS DE REGISTRO AGUAS ARRIBA DEL SISTEMA STORMTECH.

**NOTAS**

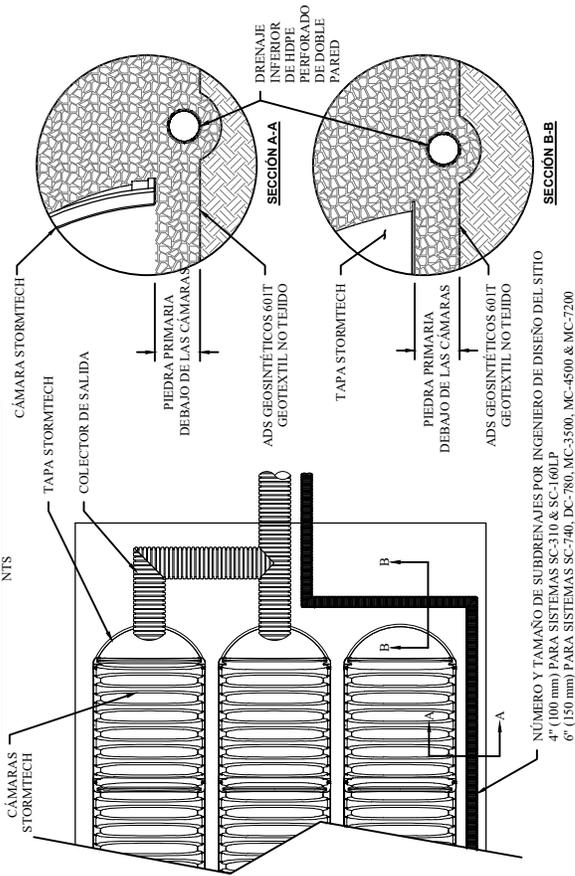
1. INSPECCIONAR CADA 6 MESES DURANTE EL PRIMER AÑO DE FUNCIONAMIENTO. AJUSTAR EL INTERVALO DE INSPECCION EN FUNCION DE LAS OBSERVACIONES PREVIAS DE ACUMULACION DE SEDIMENTOS Y DE LAS ELEVACIONES DE AGUA. REALIZAR EL CHORRO Y EL VACIADO ANUALMENTE O CUANDO LA INSPECCION DEMUESTRE QUE ES NECESARIO EL MANTENIMIENTO.
- 2.



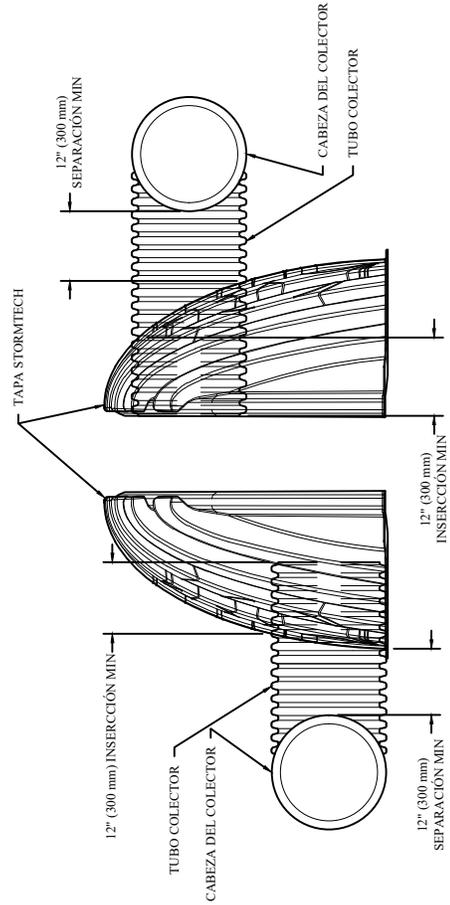
NOTA:  
 LOS PUERTOS DE INSPECCION PUEDEN CONECTARSE A TRAVÉS DE CUALQUIER VALLE DE CORRUGACIÓN DE CÁMARA.

**4" PVC INSPECTION PORT DETAIL**  
 (MC SERIES CHAMBER)

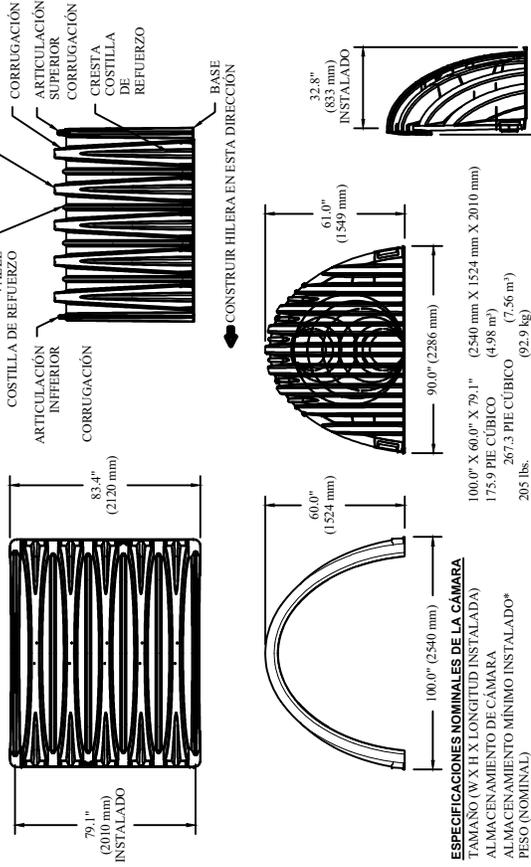
### NTS DETALLE DEL DESAGÜE (DRENAJE)



### NTS DETALLE DE INSERCIÓN DE TAPA MC-SERIES



### NTS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS MC-7200



#### ESPECIFICACIONES NOMINALES DE LA CÁMARA

TAMAÑO (W X H X LONGITUD INSTALADA)  
100.0" X 60.0" X 79.1" (2540 mm X 1524 mm X 2010 mm)  
ALMACENAMIENTO DE CÁMARA  
175.9 PIE CÚBICO (4.98 m<sup>3</sup>)  
ALMACENAMIENTO MÍNIMO INSTALADO\*  
367.3 PIE CÚBICO (7.56 m<sup>3</sup>)  
PESO (NOMINAL)  
205 lbs. (92.9 kg)

#### ESPECIFICACIONES NOMINALES DE LA TAPA

TAMAÑO (W X H X LONGITUD INSTALADA)  
90.0" X 61.0" X 32.8" (2286 mm X 1549 mm X 833 mm)  
ALMACENAMIENTO DE TAPA  
39.5 PIE CÚBICO (1.12 m<sup>3</sup>)  
ALMACENAMIENTO MÍNIMO INSTALADO\*  
115.3 PIE CÚBICO (3.26 m<sup>3</sup>)  
PESO (NOMINAL)  
90 lbs. (40.8 kg)

\*CONSIDERANDO 12" (305 mm) PIEDRA ARRIBA, 9" (229 mm) PIEDRA ABAJO Y ENTRE CÁMARAS 12" (305 mm) PERÍMETRO DE PIEDRA DELANTE DE LAS TAPAS EXTREMAS Y 40% DE POROSIDAD DE LA PIEDRA.  
AGUJEROS PARCIALMENTE CORTADOS EN LA PARTE INFERIOR DE LA TAPA PARA LOS NÚMEROS DE PIEZA QUE TERMINAN EN "B"  
AGUJEROS PARCIALMENTE CORTADOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA TAPA PARA LOS NÚMEROS DE PIEZA QUE TERMINAN EN "T"  
TAPAS FINALES CON UN EXTREMO SOLDADO PREFABRICADO CON "w"

PART #	STUB	B	C
MC7200EPP06T	6" (150 mm)	42.54" (1081 mm)	---
MC7200EPP06B	---	---	0.86" (22 mm)
MC7200EPP08T	8" (200 mm)	40.50" (1029 mm)	---
MC7200EPP08B	---	---	1.01" (26 mm)
MC7200EPP10T	10" (250 mm)	38.37" (975 mm)	---
MC7200EPP10B	---	---	1.33" (34 mm)
MC7200EPP12T	12" (300 mm)	35.69" (907 mm)	---
MC7200EPP12B	---	---	1.55" (39 mm)
MC7200EPP15T	15" (375 mm)	32.72" (831 mm)	---
MC7200EPP15B	---	---	1.70" (43 mm)
MC7200EPP18T	18" (450 mm)	29.36" (746 mm)	---
MC7200EPP18B	---	---	1.97" (50 mm)
MC7200EPP24T	24" (600 mm)	25.05" (635 mm)	---
MC7200EPP24B	---	---	2.26" (57 mm)
MC7200EPP24BW	30" (750 mm)	---	2.95" (75 mm)
MC7200EPP24BW	36" (900 mm)	---	3.25" (83 mm)
MC7200EPP42BW	42" (1050 mm)	---	3.55" (90 mm)

NOTE: ALL DIMENSIONS ARE NOMINAL

SE PUEDEN SOLICITAR INVERSORES PREFABRICADOS A MEDIDA. LOS COLECTORES INVENTADOS INCLUYEN TAMANOS DE 12.24" (300-600 MM) Y COLECTORES ECCENTRICOS DE 15.48" (395-1200 MM). LAS UBICACIONES DE INVERSION PERSONALIZADAS EN LA TAPA FINAL DEL MC-7200 CORTA EN EL CAMPO NO SE RECOMIENDAN PARA TAMANOS DE TUBERIAS SUPERIORES A 10" (250 MM). LAS UBICACIONES DE INVERSION EN LA COLUMNA "B" SON LAS MÁS ALTAS POSIBLES PARA EL TAMAÑO DE LA TUBERIA.

PROJECT #:	DESCRIPCIÓN
DATE:	REV
DRAWN: JA	DIS.
CHECKED: N/A	FECHA

SEGUNDA PROPUESTA DE  
TESIS  
HERMOSILLO, SONORA, MÉXICO

StormTech®  
Chamber System  
888-892-2694 | WWW.STORMTECH.COM

ESCALA = 1 : 500  
4640 TRUMAN BLVD  
HILLIARD, OH 43026  
1-800-733-7473

\*INVERTIR SOBRE LA BASE DE LA CÁMARA

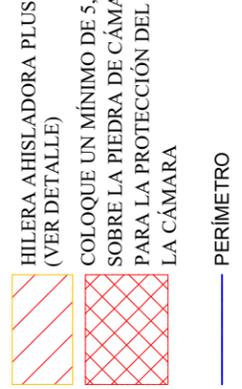
TIPO DE PIEZA	ITEM EN DISEÑO	DESCRIPCIÓN	INVERT*	FLUJO MÁX.
CAMPANA	A	INSTALACIÓN DE LA BASE EN LA TUBERÍA DE ACCESO DE 600 MM / PARTE: MC720024RAMP		
COLLECTOR	B	900 mm x 600 mm ADS N-12 (TUBERÍA 900 mm)	283 mm	
COLLECTOR	C	900 mm x 600 mm ADS N-12 (TUBERÍA 600 mm)	585 mm	
COLLECTOR	D	600 mm x 600 mm COLLECTOR INFERIOR, ADS N-12	57 mm	1883 L/s IN
ESTRUCTURA ENTRADA	E	(DISEÑADO POR INGENIERO / PROVISIO POR TERCEROS)		396 L/s OUT
ESTRUCTURA DE SALIDA	F	OCS (DISEÑADO POR INGENIERO / PROVISIO POR TERCEROS)		
DESAGÜE (DRENAJE)	G	150 MM ADS N-12 PARED DUAL PERFORADA HDPE UNDERDRAIN		
PUERTO DE INSPECCIÓN		100 MM VER DETALLE (TYP 4 PULGADAS)		

DISEÑO PROPUESTO	
930	CAMARAS STORMTECH MC-7200
28	TAPAS STORMTECH MC-7200
500	PIEDRA ARRIBA (mm)
250	PIEDRA ABAJO (mm)
40	POROSIDAD DE LA PIEDRA
	VOLUMEN DEL SIST. INSTA. (m³)
7754.0	(PIEDRA PERIMETRAL INCLUIDA)
	(PIEDRA DE COBERTURA INCLUIDA)
5419.7	(PIEDRA BASE INCLUIDA)
358.9	PERIMETRO DEL SISTEMA (m)



**NOTAS**

- \* EL TAMAÑO DEL COLECTOR DEBE SER DETERMINADO POR EL INGENIERO DE DISEÑO DE LA OBRA. CONSULTE LA NOTA TÉCNICA N° 6.32 PARA OBTENER ORIENTACIÓN SOBRE EL TAMAÑO DEL COLECTOR.
- \* DEBIDO A LA ADAPTACIÓN DE ESTE SISTEMA DE CÁMARA A LAS LIMITACIONES ESPECÍFICAS DEL LUGAR Y DEL DISEÑO, PUEDE SER NECESARIO CORTAR Y ACOPLAR TUBERÍAS ADICIONALES A LOS COMPONENTES DEL COLECTOR ESTÁNDAR EN EL CAMPO.
- \* EL INGENIERO DE DISEÑO DE LA OBRA DEBE REVISAR LAS ELEVACIONES Y, SI ES NECESARIO, AJUSTAR LA NIVELACIÓN PARA GARANTIZAR QUE SE CUMPLAN LOS REQUISITOS DE COBERTURA DE LA CÁMARA.
- \* ESTE SISTEMA DE CÁMARA SE DISEÑA SIN INFORMACIÓN ESPECÍFICA DEL LUGAR SOBRE LAS CONDICIONES DEL SUELO O LA CAPACIDAD DE CARGA. EL INGENIERO DE DISEÑO DE LA OBRA ES RESPONSABLE DE DETERMINAR LA IDONEIDAD DEL SUELO Y PROPORCIONAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS INSITU. LA PROFUNDIDAD DE LA PIEDRA BASE PUEDE SER AUMENTADA O DISMINUIDA UNA VEZ QUE ESTA INFORMACIÓN SEA PROVISITA



**NO PARA LA CONSTRUCCIÓN:**

ESTA DISPOSICIÓN ES SÓLO PARA FINES DIMENSIONALES PARA DEMOSTRAR EL CONCEPTO Y EL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO REQUERIDO SE PUEDE LOGRAR EN EL SITIO.