

UNIVERSIDAD DE SONORA
DIVISIÓN DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA INDUSTRIAL

**MODELO DE DRENAJE PLUVIAL SUSTENTABLE EN LA
UNIVERSIDAD DE SONORA, CAMPUS HERMOSILLO**

TRABAJO ESCRITO

Que para obtener el GRADO de
MAESTRÍA EN SUSTENTABILIDAD

TUDO · LO · ILUMINAN

Presenta:

David Carlos Orona Llano

Director de Tesis:

Dr. Arturo Ojeda de la Cruz

1942

HERMOSILLO, SONORA

Agosto de 2017

Universidad de Sonora

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

Página dejada intencionalmente en blanco

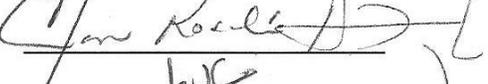
Hermosillo, Sonora, 15 de agosto de 2017

DR. LUIS EDUARDO VELAZQUEZ CONTRERAS

Coordinador de Programa del Posgrado en Sustentabilidad
Division de Ingeniería
Presente

Por medio de este conducto, hago de su conocimiento que estoy de acuerdo que ser realice el examen de posgrado Maestría en Sustentabilidad del alumno **David Carlos Orona Llano** con expediente 208201731, el cual se llevará a cabo a partir de las 13:00 hrs del día 22 de agosto de 2017 en la Sala de Usos Múltiples del edificio 12A del Departamento de Ingeniería Civil y Minas.

Relación de jurados:

	NOMBRE	FIRMA
PRESIDENTE	Dr. Arturo Ojeda de la Cruz	
SECRETARIO	M.S. David Slim Zepeda Quintana	
VOCAL	Dra. Clara Rosalia Alvarez Chávez	
SUPLENTE	Dr. Luis Eduardo Velázquez Contreras	

ATENTAMENTE

MIEMBROS DEL JURADO

RESUMEN

La investigación que dio lugar a la presente tesis de maestría fue llevada a cabo durante el periodo Agosto 2015 a Julio 2017, la cual tuvo como principal enfoque analizar el escurrimiento de agua pluvial en el campus universitario de la Universidad de Sonora ubicado en la ciudad de Hermosillo, de manera de establecer un modelo que defina el uso sustentable del agua de lluvia en el campus, toda vez, que el agua que ingresa al campus genera muchos inconvenientes afectando seriamente la movilidad de todas las personas que se concentran en las distintas áreas académicas y administrativas en general de la Institución. El área aproximada del territorio del campus es de 40 hectáreas en los límites establecidos en el alcance previamente definido; para la realización del estudio fue necesario analizar el problema mediante microcuencas debido a la situación particular de los niveles topográficos al interior y en la periferia, lo cual provoca que se tengan varios puntos de ingreso de agua pluvial al área de estudio.

Se definieron doce microcuencas, y se analizó el registro histórico de lluvias máximas diarias anuales que se presentaron en la estación meteorológica más cercana al sitio, logrando procesar un registro de 34 años (periodo 1982-2015). Se aplicó el método racional para determinar el gasto máximo en cada microcuenca para un periodo de retorno de 10 años y una duración de la tormenta igual al tiempo de concentración en cada caso. Se propuso una red de tuberías con sus respectivos puntos de observación (pozos) con tubería de PVC, y la captación del agua pluvial por secciones. Para complementar el sistema integral y crear un modelo sostenible del uso del agua de lluvia, se propuso redirigir el agua captada hacia un área todavía libre para así generar un flujo de agua mediante un canal, y una serie de pozos de infiltración lo cual tiene como propósito provocar una recarga artificial hacia el agua subterránea del acuífero de esa zona. El modelo resume las etapas del proceso, y asegura el uso sostenible del agua de lluvia, mismo que puede ser escalado a otros campus de la Universidad de Sonora, y sectores urbanos de la ciudad capital u otras importantes del estado de Sonora.

ABSTRACT

The research that gave rise to this master's thesis was carried out during the period August 2015 to July 2017, which had as its main focus the analysis of stormwater runoff on the university campus of Sonora located in the city of Hermosillo, in order to establish a model that defines the sustainable use of rainwater on the campus, every time, that the water that enters the campus generates many drawbacks seriously affecting the mobility of all the people who concentrate in the different academic and administrative areas in general of the institution. The approximate area of the campus territory is 40 hectares at the limits established in the previously defined range; To carry out the study it was necessary to analyze the problem through micro-watersheds due to the particular situation of the topographic levels in the interior and the periphery, which causes several points of entry of rainwater into the study area.

Twelve micro-watersheds were defined, and the historical record of annual maximum daily rainfall was analyzed, which were presented in the meteorological station closest to the site, managing to process a record of 34 years (period 1982-2015). The rational method was applied to determine the maximum expenditure in each micro-watershed for a return period of 10 years and a duration of the storm equal to the time of concentration in each case. A network of pipes was proposed with their respective points of observation (wells) with PVC pipe, and the capture of rainwater by sections. To complement the integral system and create a sustainable model of rainwater use, it was proposed to redirect the water captured towards an area still free to generate a flow of water through a channel, and a series of infiltration wells which is intended to provoke an artificial recharge to the groundwater of the aquifer in that area. The model summarizes the stages of the process, and ensures the sustainable use of rainwater, which can be scaled to gold campus of the University of Sonora, and urban sectors of the capital city or other important of the state of Sonora.

ÍNDICE

Índice de contenido

RESUMEN

No.	Contenido	Página
I.	INTRODUCCIÓN.....	1
II.	OBJETIVO ESTRATÉGICO.....	3
III.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
IV.	ANÁLISIS LITERARIO.....	4
4.1	El escurrimiento del agua superficial	4
4.2	Drenaje pluvial urbano.....	8
4.3	Drenaje urbano sustentable.....	11
V.	METODOLOGÍA.....	14
5.1	Tipo de estudio.....	14
5.2	Diseño metodológico	14
5.3	Alcance	15
5.4	Preguntas de investigación	15
5.5	Objeto de estudio	15
5.6	Recopilación de información.....	15
5.7	Procesamiento estadístico de las lluvias máximas históricas	17
5.7.1	Criterio de interpolación para procesamiento estadístico.....	17
5.8	Curvas Precipitación – Duración – Período de retorno	18
5.9	Identificación de la cuenca y sus características.	20
5.9.1	Duración de la tormenta	25
5.9.2	Número N de escurrimiento.....	26
5.9.3	Periodo de retorno.....	28
5.9.4	Coeficiente de escurrimiento	28
5.9.5	Estimación de la intensidad de la lluvia	30
5.9.6	Gasto máximo en la cuenca	31
5.10	Diseño de colector pluvial.....	32
5.10.1	Trazo del sistema de drenaje pluvial.....	32
5.10.2	Cálculo del diámetro del sistema de tuberías	34
5.10.3	Velocidad de agua en tuberías	37
5.11	Conexión de las tuberías	39

5.12	Diseño de bocas de tormenta.....	40
5.13	Canal de conducción para el aprovechamiento del agua pluvial.....	49
5.14	Aprovechamiento sustentable del agua pluvial	56
5.14.1	Infiltración de agua al subsuelo	57
5.14.2	Pozos de infiltración	58
VI.	RESULTADOS	61
6.1	Procesamiento estadístico.....	61
6.2	Valores según Curvas Precipitación – Duración – Período de retorno.....	64
6.3	Número de escurrimiento N.....	65
6.4	Coeficiente de escurrimiento C.....	66
6.5	Tiempo de concentración de cada micro-cuenca.....	67
6.6	Intensidad de la lluvia	68
6.7	Método Racional para gastos de micro-cuencas	69
6.8	Diámetros de tuberías para sistema de drenaje pluvial	70
6.9	Velocidades en tuberías de sistema de drenaje pluvial	71
6.10	Localización y tipo de rejillas del sistema de drenaje pluvial.....	71
6.11	Del uso sustentable del agua pluvial	75
VII.	DISCUSIÓN	79
VIII.	CONCLUSIONES.....	83
IX.	RECOMENDACIONES.....	84
X.	REFERENCIAS.....	85
XI.	ANEXOS	89

Índice de figuras

No.	Contenido	Página
Fig. 1	Representación del ciclo hidrológico en la naturaleza	5
Fig. 2	Componentes hídricos principales del ciclo hidrológico urbano.....	6
Fig. 3	Impactos de la urbanización en el ciclo del agua	7
Fig. 4	Conceptual de las curvas de intensidad, duración y periodo de retorno.....	9
Fig. 5	Algunos tipos de superficies permeables	12
Fig. 6	Pozo y zanja de filtración con superficie de grava.....	12
Fig. 7	Campus de la Unidad de Centro de la Universidad de Sonora.....	16

Fig. 8 Cuenca urbana general en la zona centro de la ciudad.....	20
Fig. 9 Marcado de elevaciones tipográficas idealizando partes altas y bajas	21
Fig. 10 Simulación del flujo de drenaje pluvial sobre las vialidades de la Universidad de Sonora	22
Fig. 11 Puentes de entrada y salida de agua de lluvias en el Campus Universitario	22
Fig. 12 Identificación general de las microcuencas de influencia en el estudio	23
Fig. 13 Fotografías en campus	23
Fig. 14 Red de tuberías y vertido final en el campus.....	33
Fig. 15 Red de tuberías y vertido final.....	33
Fig. 16 Ejemplo de zanja para tubería de drenaje pluvial.....	36
Fig. 17 Diagrama de tubo parcialmente lleno	38
Fig. 18 Partes que conforman un tubo	39
Fig. 19 Pozo de conexión de tuberías de la red de drenaje	40
Fig. 20 Algunos tipos de boca de tormenta	41
Fig. 21 Ubicación teórica de rejillas de piso	42
Fig. 22 Ubicación teórica de coladeras de piso y banquetas.....	42
Fig. 23 Ubicación teórica de coladeras transversales de piso	42
Fig. 24 Tipos comunes de cuneta que forman la calle	44
Fig. 25 Coladera o rejilla de piso.....	44
Fig. 26 Vista perfil de la coladera de piso o tubo albañal	45
Fig. 27 Sección de la coladera de banqueta	46
Fig. 28 Coladera combinada (rejilla de piso y banqueta).....	47
Figura 29 Guarnición y talud en vialidad	48
Fig. 30 Tramo pozo final del sistema pluvial y caja derivadora.....	49
Fig. 31 Caja derivadora y sus elementos de entrada y salida	50
Fig. 32 Sección transversal del canal Fuente: elaboración propia.....	50
Fig. 33 Eje del trazo canal de conducción del agua	53
Fig. 34 Perfil estratigráfico del sitio en el campus	57
Fig. 35 Pozo de absorción	58
Fig. 36 Pozo de absorción con materiales permeables	59
Fig. 37 Curvas de precipitación, duración y periodo de retorno.....	65
Fig. 38 Sentido del flujo del agua pluvial en las calles del campus universitario	72
Fig. 39 Rejilla tipo Irving para la conexión con el Pozo 1	72

Fig. 40 Ubicación de rejillas de captación de agua y bocas de tormenta propuestas en campus universitario	75
Fig. 41 Dimensiones del canal de tierra	77
Fig. 42 Detalles de Caja derivadora y sus elementos de entrada y salida.....	77
Fig. 43 Planta de elementos: caja, canal, zanja y primer pozo de infiltración	78
Fig. 44 Perfil de los elementos: canal, zanja y pozo de infiltración.....	78
Fig. 45 Modelo de drenaje pluvial sustentable para el campus universitario	82
Fig. 46 Ejemplos de estacionamientos verdes con materiales filtrantes	84

Índice de tablas

No.	Contenido	Página
Tabla 1.	Componentes principales de un sistema de drenaje pluvial.....	10
Tabla 2.	Tabla de apoyo para número medio de días con lluvia por año.....	19
Tabla 3.	Datos básicos de Micro-cuencas externas	24
Tabla 4.	Datos básicos de Micro-cuencas internas	24
Tabla 5.	Valores del número N de la curva de escurrimiento	27
Tabla 6.	Grupos hidrológicos de suelos.....	27
Tabla 7.	Periodos de retorno en zonas urbanas	28
Tabla 8.	Valores de Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional.....	29
Tabla 9.	Coeficiente de Escurrimiento (C) de acuerdo al uso de suelo.....	30
Tabla 10.	Coeficiente de fricción o rugosidad para las fórmulas de Manning en tuberías .	35
Tabla 11.	Pendiente de tramos de red de tuberías.....	36
Tabla 12.	Ancho de zanja	37
Tabla 13.	Velocidades máximas permisibles.....	37
Tabla 14.	Taludes en canales	51
Tabla 15.	Velocidad media del agua en un canal	55
Tabla 16.	Conductividad hidráulica saturada del suelo con base en textura.....	60
Tabla 17.	Lluvias máximas diarias. Estación Observatorio	61
Tabla 18.	Cálculos auxiliares para el Procesamiento estadístico.....	62
Tabla 19.	Magnitudes de lluvias para definir las curvas P-d-Tr	64
Tabla 20.	Cálculo del número N.....	65
Tabla 21.	Cálculo coeficiente C, método 1.....	66

Tabla 22. Cálculo coeficiente C, método 2.....	66
Tabla 23. Resumen del número N y coeficiente C.....	67
Tabla 24. Tiempo de Concentración de micro-cuencas externas	67
Tabla 25. Tiempo de Concentración de micro-cuencas internas.....	68
Tabla 26. Intensidades de micro-cuencas para período de retorno igual a 10 años.....	68
Tabla 27. Gasto máximo para período de retorno igual a 10 años	70
Tabla 28. Diámetros para tuberías de sistema de drenaje pluvial	70
Tabla 29. Velocidades en red de alcantarillado.....	71
Tabla 30. Resumen del cálculo de tirante (d) del agua.....	76

I. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la presente investigación fue motivada principalmente por la situación que prevalece en la zona urbana, por un lado en la ciudad de Hermosillo, Sonora al verse afectada por la escorrentía de agua pluvial derivado de las tormentas intensas y de corta duración que se presentan en la zona; y por el otro, el campus universitario principal de la Universidad de Sonora, el cual no está exento a esta problemática, puesto que cada vez que se presenta una precipitación pluvial igual o mayor a 25 mm en las que el agua proveniente de la escorrentía superficial logra ingresar al campus por diferentes puntos, llegando a afectar prácticamente las actividades docentes programadas en los diferentes edificios por la afectación de la movilidad de todas las personas que se ubiquen en esos tiempos, además del caos vehicular que se genera producto de la misma situación.

La ubicación del estudio es en el Estado de Sonora, el cual se localiza al noroeste de México en la zona más árida del territorio. La ciudad de Hermosillo capital del estado se ubica en la parte central-poniente de la planicie costera, se dispone en la región noroeste de México a una elevación de 210 metros sobre el nivel del mar (msnm), y se localiza geográficamente a los 29° 06' de latitud norte y 110° 58' de longitud oeste. El clima cálido desértico se siente prácticamente durante cinco meses del año predominando una temperatura máxima de 42 grados centígrados y un valor extremo de 46 °C (108 °F y 115 °F) (Ojeda et al., 2017; CONAGUA, 2016). Esta ciudad capital concentra el 27% de la población estatal (2, 662,480 habitantes) de acuerdo a los datos censales del año 2010 del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI).

Por otra parte, la Universidad de Sonora se conforma por tres unidades regionales con seis campus. La unidad regional centro tiene una superficie de 70 hectáreas, en donde se alberga el campus principal denominado campus Hermosillo. Recientemente se adhirió el campus Cajeme ubicado en Cd. Obregón. La unidad regional sur se constituye por el campus Navojoa. La Unidad Regional Norte está conformada por tres campus Santa Ana, Caborca y Nogales. Datos generales del Plan de Desarrollo Institucional (PDI, 2013), indican que el total de alumnos que conforman la población estudiantil en la institución en el nivel licenciatura es de 31,500 alumnos, de los cuales el 81% se concentra en el campus Hermosillo donde además de poseer más extensión territorial tiene la mayor infraestructura física educativa, y de recursos humanos. De manera que la Universidad dispone de 4,785 empleados en de todos los sectores, de los cuales prácticamente el 80% se concentra en

la unidad centro, campus Hermosillo. En ese sentido, es posible concretar que entre los espacios peatonales, estacionamientos, áreas de esparcimiento y áreas académicas se tiene una movilidad de 14,500 personas que se encuentran en tránsito peatonal diariamente al interior del campus y en actividad docente - académica o en espera de actividad alguna; además de que circulan en promedio 20 000 automóviles cada día. El flujo en las avenidas que son paralelas denominadas Universidad, y Sonora, circulan vehículos en dos direcciones de oriente a poniente, y son las calles más transitadas diariamente en el campus; sobre todo porque conducen hacia el estacionamiento multinivel que alberga 970 cajones destinados al parque vehicular para universitarios y visitantes. Estas dos avenidas son las principales y conducen también el mayor caudal de agua (m³/seg) producto del escurrimiento de agua pluvial en el área urbana y que ingresa al campus, y/o a su vez, por la lluvia que ocurre en el sitio mismo.

Las alternativas de solución de los estudios convencionales que dan respuesta a la problemática de las inundaciones o afectaciones, se han enfocado más a coleccionar 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.

El presente documento consta básicamente de tres secciones. La primera parte describe la parte introductoria, objetivo estratégico, y específicos, así como el análisis literario del estado del arte. La segunda sección aborda la metodología en la que se define el alcance del estudio, las preguntas de investigación, la identificación de las microcuencas que influyen en el área de estudio, el proceso de recopilación de datos e información y su tratamiento estadístico para la determinación de las curvas precipitación, duración y periodo de retorno, la explicación del método racional para el cálculo de los gastos máximos en cada una de las microcuencas; así como la captación y conducción del agua de lluvia, además de la forma de abordar el problema dirigiéndose hacia un sistema de drenaje pluvial sostenible que lógicamente sea a favor del medio ambiente. La tercera y última sección atiende los capítulos que explican los resultados, discusión, y las conclusiones; así como las recomendaciones que se plantean de largo alcance para atender la presencia del agua pluvial en este campus universitario.

II. OBJETIVO ESTRATÉGICO

Diseñar un sistema de drenaje pluvial sustentable para la Universidad de Sonora campus Hermosillo, mediante la captación del agua de lluvia que favorezca un aprovechamiento sustentable.

III. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un análisis literario del estado del arte sobre el drenaje pluvial urbano, captura y aprovechamiento del agua, entre otros tópicos relacionados.
- Analizar las precipitaciones pluviales históricas creando un abanico de posibilidades de precipitación y duración, con sus respectivos periodos de retorno.
- Diseñar los elementos del sistema de drenaje pluvial sustentable en el campus universitario.
- Validar el diseño del sistema de drenaje pluvial, mediante la armonización del diseño de sus elementos y planos representativos.

IV. ANÁLISIS LITERARIO

4.1 El escurrimiento del agua superficial

La hidrología urbana o escurrimientos del agua superficial remonta sus orígenes a la segunda mitad del siglo XX debido a los graves déficits en la infraestructura urbana para el drenaje de las aguas de lluvia, lo que acarrió importantes problemas de inundación en numerosas poblaciones; y esto impulsó la aplicación de los conceptos clásicos de la Hidráulica e Hidrología al medio urbano: estudio de la lluvia, de la transformación lluvia-escorrentía y del comportamiento hidráulico del alcantarillado (Gómez, 2007). Sin embargo, la hidrología urbana no es una ciencia exacta, por consiguiente para su aplicación en la práctica de la ingeniería hidrológica se debe recurrir a modelos y fórmulas empíricas a fin de determinar la relación precipitación – escurrimiento en áreas urbanizadas; para ello, en términos estrictos, 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).

Aceptando esta definición de hidrología urbana, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua (Aparicio, 1992). Si bien así, es necesario complementar esta definición con uno de los conceptos fundamentales de la hidrología y del manejo de los recursos hidráulicos, el cual es el ciclo hidrológico, también conocido como el ciclo del agua (Campos, 2010). El ciclo hidrológico se define como la secuencia de fenómenos por medio de los cuales el agua pasa de la superficie terrestre, en la fase de vapor, a la atmósfera y regresa a la superficie en sus fases líquida y sólida. (Fernández, 2011). Sin embargo, no existe un inicio o final para este ciclo, pero se puede comenzar con la precipitación (McCuen, 2004). Asimismo, el U.S. Geological Survey “USGS” ha identificado en el ciclo del agua 15 componentes como se muestra en la Figura 1:



Fig. 1 Representación del ciclo hidrológico en la naturaleza

Fuente: (Fattorelli 2011)

El ciclo hidrológico comienza con el agua almacenada en los océanos, la cual posteriormente se evapora y se acumula como agua en la atmósfera, la cual posteriormente se condensa y posteriormente cae a la tierra con el nombre de precipitación pudiendo ser en forma de lluvia, granizo o nieve, después de esto parte del agua es almacenada en hielos y nieve la cual con los cambios de temperatura se deshiela y crea así la escoorrentía superficial, parte de la cual se añade a corrientes de agua dulce las cuales la transportan nuevamente a los océanos, otra a agua dulce almacenada y otra parte por medio de la infiltración llega a los mantos subterráneos, posteriormente el ciclo se repite. (Centro virtual de información del agua, 2015). Por otro lado, en el ciclo hidrológico urbano existen dos fuentes principales de agua como se observa en la Figura 2: la que se utiliza para el abastecimiento de agua potable municipal y la que ocurre debido a la precipitación, y es común que el agua que consume el municipio sea proveniente del exterior de la zona urbana o de otra cuenca (Toscano, 2011).

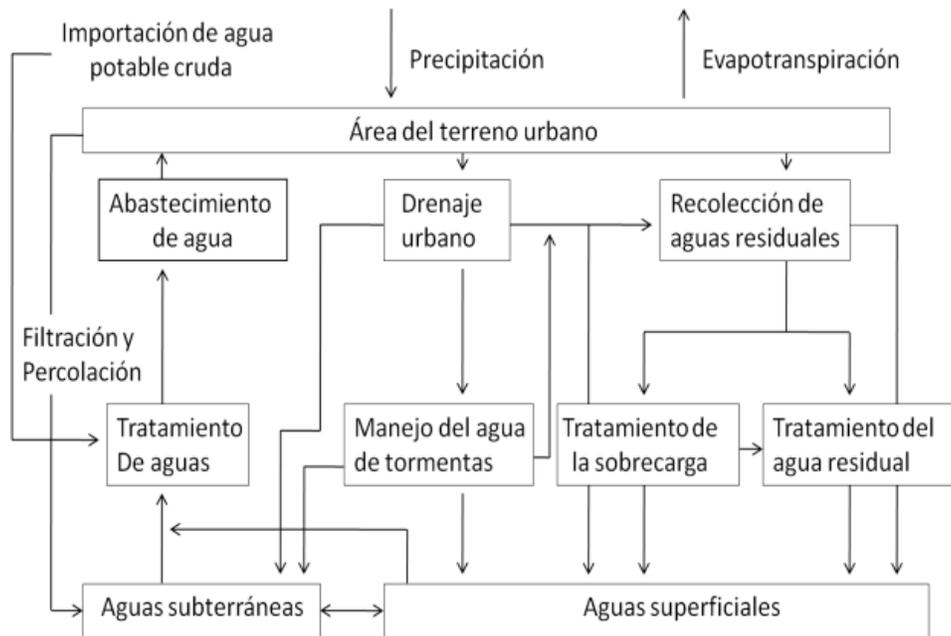


Fig. 2 Componentes hídricos principales del ciclo hidrológico urbano y sus interrelaciones
Fuente: (Campos, 2010)

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 (Rodríguez, 2005). Por lo tanto algunas de las repercusiones de la urbanización se reflejan en el cambio considerable del flujo del agua en la superficie, resultando en picos más altos e inundaciones más frecuentes, y a menudo reduciendo la recarga directa del agua subterránea como se muestra en la figura 3 (Morláns, 2007). Asimismo es menor el tiempo que transcurre entre el inicio de la escorrentía provocada por la lluvia y el máximo caudal: disminuye el tiempo de concentración y todo esto conlleva a que la zona aguas abajo esté afectada con mayor frecuencia por caudales que pueden crear problemas de inundación, tanto más importantes cuanto menores sean las pendientes (Rodríguez, 2013).

A pesar de las consecuencias que causa en la hidrología urbana, la urbanización es indispensable para el crecimiento económico y social de una ciudad (Campos, 2010). Sin embargo, a su vez ésta genera junto con otros factores como el crecimiento poblacional, desarrollo tecnológico y el uso de suelo, una mayor demanda de agua (Sophocleous, 2004),

y es por esto que se deben buscar métodos y utilizar herramientas que permitan eficientizar el uso de la misma, aprovechando al máximo el agua proveniente de drenajes grises y el agua proveniente de lluvias para tratarla y posteriormente reutilizarla (Benzerra et al., 2012).

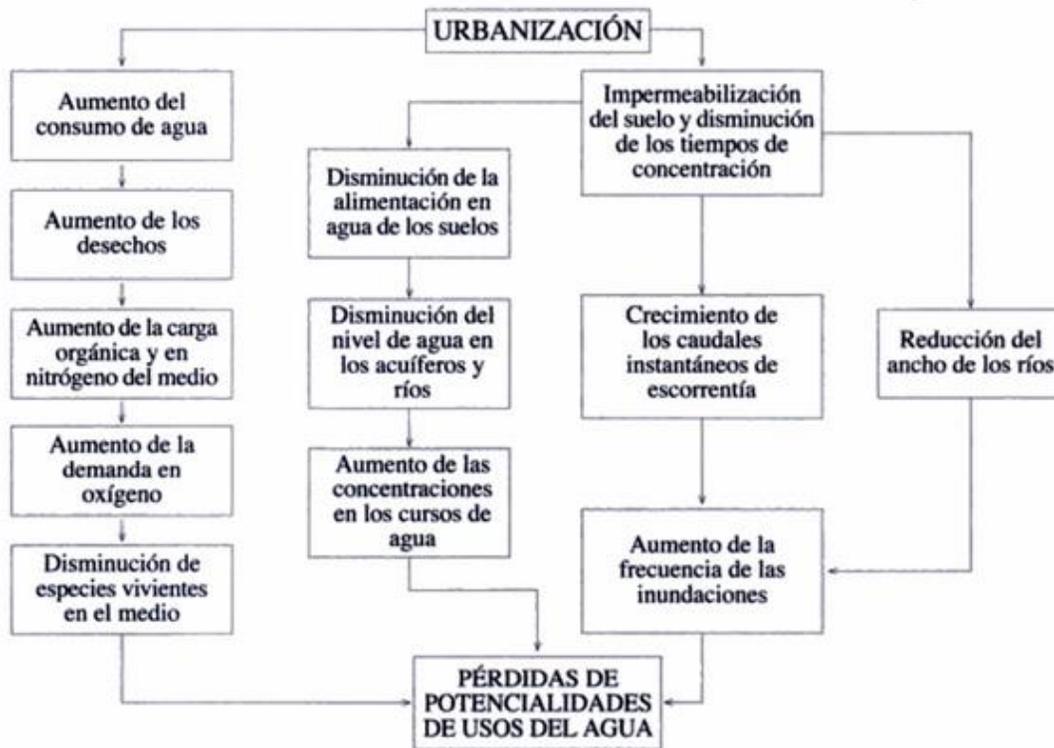


Fig. 3 Impactos de la urbanización en el ciclo del agua
Fuente: (Eurydice92 1991)

La proyección de la población según la ONU indica que para el año 2050 el 67% de la población mundial vivirá en áreas urbanizadas (Braud, 2013). Para el caso de México se observa que a partir de mediados del siglo XX, la población muestra una marcada tendencia a abandonar las pequeñas localidades rurales y concentrarse en las zonas urbanas, de 1950 a 2005, la población del país se cuadruplicó y pasó de ser mayoritariamente rural - 57.3% rural- a predominantemente urbana -76.5% urbana- (CONAGUA, 2010). Por otro lado, el área urbanizada en Beijing China experimentó un gran incremento, pues de 780 km² en 1986 creció 1164 km² en 2001 (Yang, 2014). Es por esto que la hidrología urbana jugará un papel muy importante en la sustentabilidad para la sociedad (Niemczynowicz, 1999). Los efectos de un nivel de urbanización completa es que se puede reducir el tiempo de elevación de un hidrograma hasta un 70% y aumentar el caudal medio anual entre 200%

y 600%, dependiendo de la capacidad de respuesta de la cuenca antes de su urbanización (Kiely, 1999).

4.2 Drenaje pluvial urbano

La infraestructura relacionada con el agua en áreas urbanas representa una inversión económica considerable, y no solo eso, sino que a su vez requiere de frecuente mantenimiento para su óptima funcionalidad (Niemczynowicz, 1999). El drenaje pluvial tiene como su principal función el manejo, control y conducción adecuada de la escorrentía de las aguas de lluvia en forma separada de las aguas residuales y llevarla o 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). Asimismo, según el sistema implementado, puede estar a su vez compuesto por un conjunto de colectores y/o canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia (López, 2000). Sin embargo, sin importar el sistema utilizado, el drenaje urbano se divide en 3 principales: Drenaje pluvial, drenaje terrestre y drenaje de carreteras (Linsley et. Al, 1964).

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 (CONAGUA, 2007). Sin embargo, una de las problemáticas existentes en el entorno de las ciudades, es la pérdida de superficie permeable como consecuencia de la urbanización que se realiza en las mismas, en donde esta urbanización conlleva la impermeabilización de zonas extensas que con anterioridad, y de forma natural, eran capaces de gestionar el agua de lluvia que recibían (Rodríguez Bayón, y otros, 2008).

A pesar de que las aguas de lluvia son transitorias y su frecuencia e intensidad dependen del régimen de lluvia imperante en cada localidad, en todos los casos se puede dirigir dicha agua mediante interceptores hacia lugares y usos más racionales, sin pasarlos por costosas instalaciones de tratamiento, y es por ello, que la ubicación de los interceptores y la determinación de sus capacidades son los problemas esenciales a resolver en un proyecto

pluvial (Sánchez, 2010). 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 (Strippoli, 2009).

El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción menor de terrenos naturales, trae como consecuencia un notable aumento en los volúmenes de los escurrimientos de agua pluvial, y es ante la presencia de lluvias de igual intensidad que el problema se agrava en las ciudades, fundamentalmente por la disminución de las áreas de infiltración y de los tiempos de concentración causado por el aumento de la velocidad del escurrimiento superficial que consecuentemente genera un incremento de los caudales máximo (Fatorelli y Fernández, 2011). Ahora bien, la magnitud de los escurrimientos superficiales del agua está ligada proporcionalmente a la magnitud de la precipitación pluvial; por lo que, los estudios consideran la precipitación para estimar los caudales de diseño que permiten dimensionar las obras, obteniendo en ese proceso la intensidad de la lluvia, su duración y el periodo de retorno (figura 4) para cada una de las lluvias máximas registradas en la zona de estudio (CONAGUA, 2007).

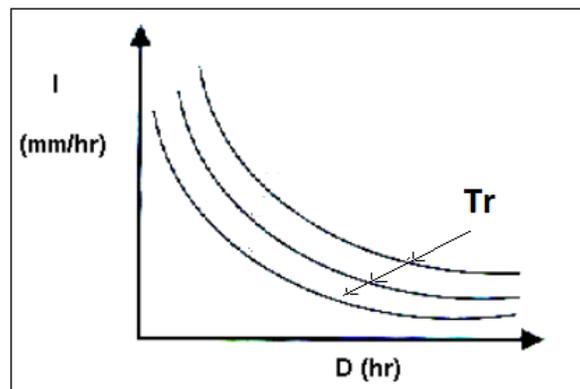


Fig. 4 Conceptual de las curvas de intensidad, duración y periodo de retorno
Fuente: CONAGUA (2007)

Siendo:

“D” = duración de la tormenta (hrs), “I” = intensidad de la lluvia (mm/hr), y “Tr” = periodos de retorno (años).

Un plan de gestión de aguas lluvias en sectores urbanos debieran considerar aspectos básicos tales como; la definición del sistema de drenaje que considere los tipos de cauces que se incorporan en la urbanización, la obligación de respetar el sistema de drenaje natural, y el compromiso de que para cualquier sector a urbanizar no se genere mayores volúmenes de escorrentía (MINVU, 1996). Asimismo es importante señalar que los componentes principales de un sistema de alcantarillado pluvial (tabla 1) pueden resumirse según su función (SIAPA, 2014).

Tabla 1. Componentes principales de un sistema de drenaje pluvial

Elemento o estructura	Descripción genérica
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: SIAPA (2014)

Al objeto de solucionar los problemas de inundación existentes en una determinada zona urbana, normalmente se plantean actuaciones que tienden a restituir de una forma artificial el comportamiento natural existente en la cuenca antes de ser ocupada por la ciudad y fundamentalmente cabe dividir estas actuaciones en dos categorías: las que tienen por objeto incrementar la capacidad de desagüe de la red de colectores y las tendentes a

disminuir la escorrentía (Dolz, 1994). Desde un punto de vista hidrológico, se trata de minimizar la generación de escorrentía urbana, disminuyendo la impermeabilización, favoreciendo la infiltración y el almacenamiento; mantener y potenciar la red de drenaje natural, mediante la conservación de cauces y humedales, y favorecer la captura y almacenamiento de agua para minimizar la contaminación del escurrimiento superficial y disminuir el impacto sobre los medios acuáticos receptores (Fernández, 2008). Las soluciones alternativas pueden ser del tipo de almacenamiento de agua de lluvia con volúmenes bajos (terrazas, estacionamientos, parques), y de almacenamiento de agua de lluvia de volúmenes altos (MINVU, 1996).

4.3 Drenaje urbano sustentable

La característica principal en un sistema de drenaje pluvial urbano es que la escorrentía del agua superficial tiene particularidades especiales, tales como: Las áreas de las cuencas son mucho más pequeñas siendo el suelo más impermeable reduciendo así la infiltración; además de que los tiempos de concentración (duración de la tormenta) normalmente se consideran cortos, lo cual conlleva a la confirmación de que la cuenca urbana es muy sensible a efectos de lluvias muy intensas y de corta duración (minutos) ya que se produce un aumento del volumen de la escorrentía superficial, del caudal pico y de la velocidad del agua (Abellán, 2013). En ese contexto, la gestión de las aguas de lluvia urbana en forma tradicional, se basa en evacuarlas rápidamente disminuyendo así el riesgo de inundación; siendo que en la actualidad se dispone de nuevos medios y técnicas para dar otro enfoque al manejo del agua pluvial urbana, denominándose Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (Benavides y Perales, 2008).

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) se encuentran dentro de las nuevas estrategias empleadas para mejorar el funcionamiento y desarrollo urbanos de las ciudades (Rodríguez y otros, 2008). Estos sistemas pueden definirse como elementos integrantes de la infraestructura urbano-hidráulico-paisajística cuya misión es captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar al terreno el agua (Perales, 2008). Asimismo, engloban un amplio espectro de soluciones que permiten afrontar el planeamiento, diseño y gestión de aguas pluviales dando tanta importancia a los aspectos ambientales y sociales como a los hidrológicos (Rosatto, 2015). El alcance de los sistemas de drenaje urbano sostenibles se basan en atender básicamente la protección de los sistemas naturales e integrar el agua

de lluvia en el paisaje y reducir los volúmenes de escorrentía y caudales pico (VSC, 1999). En ese sentido, las superficies viales consideradas permeables (figura 5) son pavimentos contruidos con materiales que dejan pasar el agua a través de ellos, permitiendo que el agua se infiltre por el terreno, o bien sea captada y retenida en capas del subsuelo subsuperficial para después ser reutilizada o evacuada (Abellán, 2013).



Fig. 5 Algunos tipos de superficies permeables
Fuente: GITECO (2009), tomado de Abellán (2013)

Otros sistemas que se emplean para el control en origen de aguas pluviales son los pozos y zanjas de infiltración (figura 6), los cuales se definen como depósitos subterráneos que sirven para recoger y almacenar el agua de escorrentía hasta que se produce la infiltración de la misma al terreno natural, teniendo la particularidad de que se suelen situar en zonas verdes y cunetas, proporcionando un nuevo elemento de diseño para el urbanista que concibe la ciudad (Rodríguez y otros, 2008).



Fig. 6 Pozo y zanja de filtración con superficie de grava
Fuente: (CIRIA), tomado de (Rodríguez Bayón, y otros, 2008)

Uno de los aspectos clave de las urbanizaciones de bajo impacto o drenajes sustentables es el mantenimiento y uso de los cauces naturales, de manera que no sólo cumplan con su función habitual de drenaje y almacenamiento temporal de las aguas lluvia, sino que también se incorporen como infraestructura urbana de uso público: como parque, área de recreación, o reserva paisajística (Strippoli, 2009). Y no solo eso, además, uno de los objetivos de los SUDS es re-integrar dicha agua recuperada en procesos industriales y de agricultura (Ursino, 2015) Sin embargo, la reutilización de las aguas recuperadas por un drenaje pluvial sigue siendo un tema cuestionable, ya que debido a su calidad no se le puede dar cualquier uso deseado (Tawfik et al. 2015).

Para adaptarse a estas nuevas exigencias, se hace necesario un nuevo enfoque para la gestión de las escorrentías de agua, lo cual ha llevado al interés creciente por el uso de SUDS que comprenden un amplio espectro de soluciones permitiendo afrontar el planeamiento, diseño y gestión de las aguas pluviales dando importancia a los aspectos medioambientales, sociales, hidrológicos e hidráulicos (Perales y Andrés-Doménech, 2008). Sin embargo, la aplicación de los sistemas SUDS no implican la eliminación de los sistemas de drenaje pluvial tradicionales, ya que pueden ser un complemento y no una competencia para dichos sistemas (Rodríguez, 2008). Así entonces, los sistemas SUDS buscan minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la escorrentía de agua superficial, así como maximizar la integración paisajista del entorno urbano y el valor social y ambiental (Abellán, 2013). Esto puede impulsarse mediante planes especiales o legislación urbanística, pudiendo favorecer las operaciones de renovación urbana, que integren el agua de la ciudad mejorando el paisaje (Benavides y Perales, 2008).

Estas herramientas de diseño urbano sensible al agua, están diseñadas para almacenar, infiltrar y captar el agua en la fuente, fomentando la evaporación, evapotranspiración, recarga de aguas subterráneas y reutilización de aguas pluviales. Si bien hay numerosas demostraciones de prácticas WSUD, hay pocos ejemplos de implementación generalizada a escala de cuencas (Roy, et al., 2008). Esta recuperación de agua pluvial se denomina también técnicas compensatorias de drenaje urbano, poseen el concepto de resolver el problema del drenaje de aguas pluviales en la fuente, buscando compensar los efectos de la urbanización a través de la retención o almacenaje de agua por la infiltración. La búsqueda de soluciones alternativas y sustentables viene aumentando la utilización de tales técnicas, algunos ejemplos son estanques de detención, áreas de infiltración, pozos de infiltración, zanjas, trincheras (Gonçalves y otros, 2016).

V. METODOLOGÍA

5.1 Tipo de estudio

El presente fue un proyecto de investigación mixto, es decir, cualitativo y cuantitativo, y se basa en la elaboración de un modelo de drenaje pluvial sustentable para el campus Hermosillo de la Universidad de Sonora a partir del análisis de datos históricos de precipitación y la topografía del lugar. En este tipo de estudios es necesario no solo hacer los cálculos estadísticos e hidráulicos correspondientes, si no a su vez, analizar dicha información para lograr plasmar así la mejor propuesta de solución ante la problemática que se enfrenta.

5.2 Diseño metodológico

El presente estudio se enfocó básicamente en la elaboración de un modelo de drenaje pluvial sustentable para la Universidad de Sonora campus Hermosillo. De tal manera que se pueda ofrecer la mejor propuesta para éste drenaje pluvial, pudiendo así eliminar la problemática del estancamiento de agua de lluvias en las vialidades, así como el desperdicio de ésta y el caos vehicular y peatonal ocasionado por las lluvias.

Para lograr los objetivos planteados se requirió definir y establecer lo siguiente:

1. Colectar información de precipitaciones históricas en la estación climatológica del centro de la ciudad de Hermosillo, (Proporcionado por CONAGUA).
2. Procesar estadísticamente el registro de datos de precipitaciones para obtener las precipitaciones máximas con sus duraciones y periodos de retorno.
3. Identificar la cuenca general urbana y sus respectivas microcuencas para el caso de estudio y delimitarla trazando los parteaguas correspondientes; determinando asimismo sus características básicas.
4. Identificar mediante planos e información topográfica la ruta del escurrimiento del agua superficial al interior del campus.
5. Determinación de la tormenta y caudal, así como las propuestas de conducción del agua y vertido final.
6. Diseño de la red de tuberías, y de sus elementos.
7. Integración del modelo de Drenaje Pluvial Sustentable (DPS).

5.3 Alcance

El estudio se enfoca al Campus Centro de la Universidad de Sonora, ubicada en la ciudad de capital del estado de Sonora; particularmente se estudió el área comprendida entre las siguientes vialidades: Blvd. Luis Encinas Johnson, calle Rosales, Av. Luis Donald Colosio y calle de la Reforma, lo cual puede verse en el mapa de la figura 7.

Éste considera un análisis de las lluvias históricas, delimitación de cuencas y alternativas de solución para un aprovechamiento del agua de lluvia, dejando la propuesta a nivel de anteproyecto.

5.4 Preguntas de investigación

Las preguntas de investigación que se plantearon al inicio del estudio son:

¿Cuál es el número de microcuencas que participan en el escurrimiento de agua superficial referente al campus?

¿Qué valor de precipitación se espera para la tormenta de diseño?

5.5 Objeto de estudio

El objeto de estudio es el drenaje pluvial de la Universidad de Sonora campus Hermosillo, para de ésta manera realizar un proyecto con enfoque sustentable el cual pueda sentar las bases para que a futuro se genere un proyecto ejecutivo que retome los resultados de éste.

5.6 Recopilación de información

Se colectó información en la CONAGUA y en la Comisión Estatal del Agua (CEA) referente a las precipitaciones pluviales máximas diarias anuales históricas según los registros de las estaciones climatológicas ubicadas en Hermosillo, utilizando para este efecto la estación más representativa según su ubicación, la cual es llamada “Estación climatológica Observatorio”, donde se presenta información desde el año 1982 hasta el año 2015.

Para realizar este proyecto también se requirió información topográfica del sitio de estudio, la cual fue proporcionada por El Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) mediante un archivo electrónico de elevaciones digitales, así como un plano con elevaciones topográficas proporcionado por el Bufete de Ingeniería Civil de la Universidad de Sonora, Campus Hermosillo.

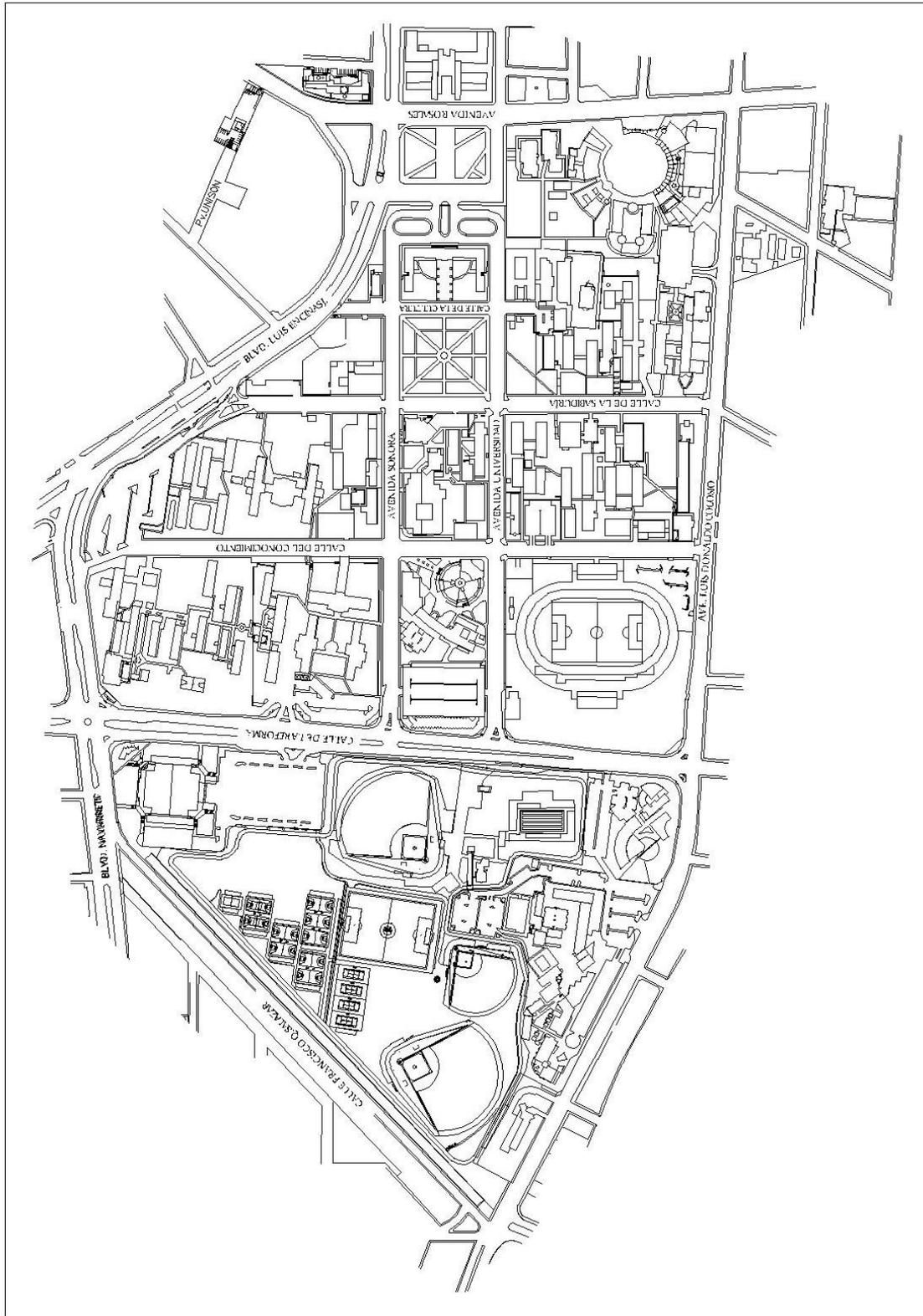


Fig. 7 Campus de la Unidad de Centro de la Universidad de Sonora

Fuente: Bufete de Ingeniería, Universidad de Sonora

5.7 Procesamiento estadístico de las lluvias máximas históricas

El procesamiento estadístico del registro disponibles de lluvias máximas diarias, tuvo como objetivo cuantificar las lluvias máximas en 24 horas de diversos períodos de retorno (Tr), 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, 1998).

Una vez elegida la estación meteorológica de la cual se seleccionaron los datos se comienza con el proceso estadístico denominado interpolación el cual se resume en las Tablas 1 y 2, según el libro Proceso del ciclo hidrológico de Campos Aranda, en la cual el orden (m) corresponde al número de datos recolectados, y los valores de “P” a las precipitaciones máximas enlistadas en un orden de la mayor a la menor.

Para encontrar el valor de “ Tr ” aplicamos la siguiente fórmula de Weibull mediante la siguiente ecuación (1):

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

Siendo:

- 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.

5.7.1 Criterio de interpolación para procesamiento estadístico

Éste criterio es empleado cuando el número de años de registro es mayor o igual a los períodos de retorno para los que se requieren las estimaciones de lluvia máxima en 24 horas (Campos, 1998). Se utilizó la siguiente ecuación (2), en la cual los valores buscados de lluvia se deducen a partir de una ecuación de regresión lineal entre las magnitudes de los eventos de la serie utilizada y los logaritmos decimales de sus correspondientes períodos de retorno:

$$P_{Tr} = A + B (\log Tr) \quad (2)$$

Siendo:

- P_{Tr} = lluvia máxima diaria de período de retorno Tr , en milímetros.
- A, B = parámetros de ajuste de la regresión lineal.
- Tr = período de retorno, de la serie anual de máximos.

5.8 Curvas Precipitación – Duración – Período de retorno

Según Campos (1998), la lluvia es definida por tres variables: magnitud o lámina, duración y frecuencia; siendo la magnitud de la lluvia la lámina total ocurrida en la duración de la tormenta, mientras que la frecuencia es expresada por su período de retorno o intervalo de recurrencia, que es el tiempo promedio en años en el cual, el evento puede ser igualado o excedido cuando menos una vez.

Las curvas P-d-Tr son una representación gráfica en la cual se concentran las características de las tormentas de la zona o región con respecto a sus variables.

Primeramente se calcula la lluvia de duración una hora con un periodo de retorno de 2 años, utilizando los siguientes datos adicionales:

1. La lluvia media anual según la estación meteorológica Observatorio es de 305 mm, según información proporcionada por CONAGUA en marzo del 2016. Valor que se considera bajo y característico de las zonas áridas del país.
2. Número promedio de días al año con precipitación apreciable 29, según información proporcionada por CEA en mayo del 2016.
3. El valor medio de las lluvias máximas diarias anuales es de 53.28 mm, en los últimos 34 años de registro, es decir, la media de la serie anual.

Basándonos en el primer dato adicional, y según el gráfico de D.M. Hershfield, se seleccionó un cociente del orden 0.60 para la relación entre la lluvia en 1 hora y la de 24 horas, considerando en las dos un periodo de retorno de dos años, por lo que se obtiene la siguiente ecuación (3):

$$P_2^{60} = 0.60 (P_2^{1,440}) = 0.60 (60.06) = 36.03 \text{ mm} \quad (3)$$

De la misma manera, partiendo del segundo dato adicional se estima un cociente de 0.55 para la relación citada basado en la recomendación normativa de la tabla 2, obteniendo así la ecuación (4):

$$P_2^{60} = 0.55 (P_2^{1,440}) = 0.55 (60.06) = 33.03 \text{ mm} \quad (4)$$

Por último, se determina el valor para la lluvia horaria de período de retorno 2 años de 28.75 mm, con base al segundo y tercer datos adicionales (Gráfica A del anexo I). Por lo tanto, en base a los valores calculados anteriormente adoptaremos el valor obtenido de la ecuación (5) :

$$P_2^{60} = 32.6 \text{ mm} \quad (5)$$

El siguiente paso consiste en resumir el cálculo de las lluvias de diseño para diferentes duraciones y periodos de retorno, mismas que permiten y ayudan a graficar finalmente las curvas P-d-Tr, utilizando para ello la ecuación (6) y poder así dibujar las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno.

$$P_T^t = (0.35 \text{ Ln } T + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (6)$$

Tabla 2. Tabla de apoyo para número medio de días con lluvia por año

Número medio de días con lluvia por año *	1	8	16	24
(P1 hora / P24 horas) 2 años	0.20	0.30	0.40	0.50

*Días con lluvia mayor o igual a un milímetro

Fuente: Procesos del ciclo hidrológico (1998)

5.9 Identificación de la cuenca y sus características.

La expresión más sencilla que define a una cuenca es: el área limitada por un parteaguas que drena el agua recibida y la dirige hacia la sección de salida que corresponde al punto topográfico más bajo.

Esta etapa del estudio es de las más importantes, pues corresponde a identificar la cuenca urbana que influye en el área de estudio, y a su vez visualizar las microcuencas que están participando con el escurrimiento de agua hacia el campus universitario.

Así entonces, para poder continuar con el estudio, se localizó la cuenca y sub cuenca que drena hacia la Universidad de Sonora Campus Hermosillo. Según información proporcionada por el Instituto Municipal de Planeación (IMPLAN), el área de estudio se encuentra en la sub cuenca SCC11, la cual a su vez pertenece a la cuenca Centro, ubicada en Hermosillo, Sonora, como se observa en la Figura 8.

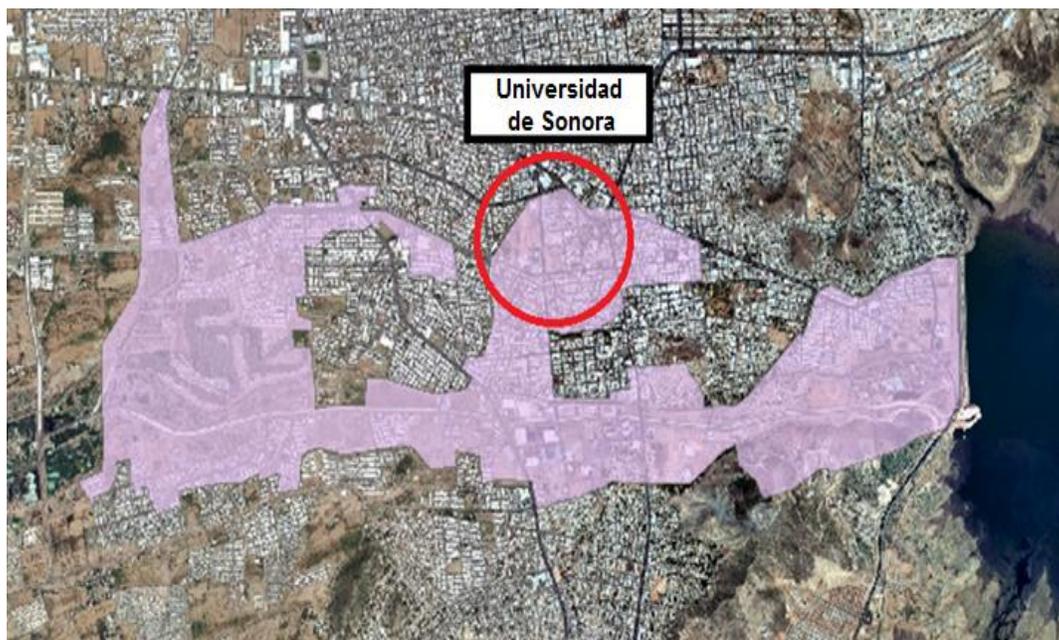


Fig. 8 Cuenca urbana general en la zona centro de la ciudad

Fuente: Elaboración propia con datos de IMPLAN.

Se identificaron las elevaciones topográficas en las vialidades dentro de la Universidad y fuera de ella con posible afectación a ésta, lo cual se muestra en la figura 9.

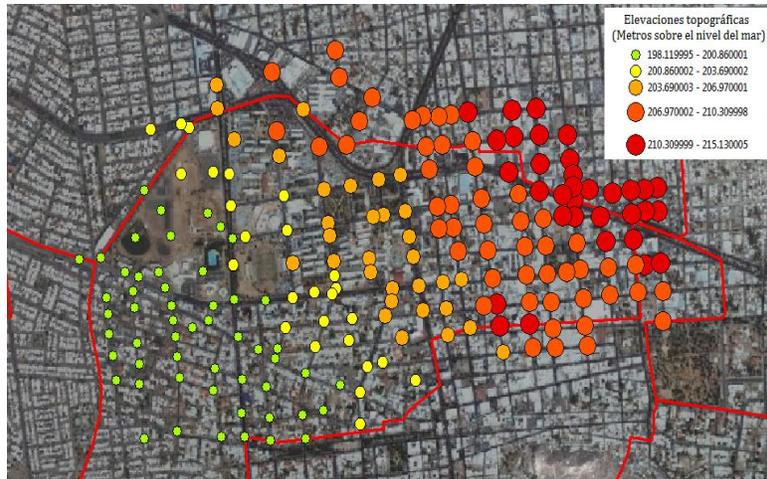


Fig. 9 Marcado de elevaciones topográficas idealizando partes altas y bajas

Fuente: Elaboración propia

Al encontrarse la Universidad en una orilla de la subcuenca, fue más sencillo analizar e identificar las microcuencas que la integraban, así como sus flujos. El campus dispone de siete accesos, en los cuales se debía identificar cuáles de ellos favorecían la entrada de agua durante las lluvias hacia el campus, y por cuales ésta agua encontraba su salida. Dónde se puede observar e inferir el posible curso que lleve el agua por las vialidades al momento de una lluvia, como se muestra en la figura 10.

A partir de la vista en ésta imagen, y varios recorridos de campo al sitio de estudio fue posible corroborar los accesos por los cuales el agua de lluvia entra al campus y los puntos por los cuales se dirige el agua hacia la salida del campus universitario, logrando marcar la ruta del escurrimiento superficial del agua como se muestra en la figura 11.



Fig. 10 Simulación del flujo de drenaje pluvial sobre las vialidades de la Universidad de Sonora

Fuente: Elaboración propia

A partir de la vista en ésta imagen, y varios recorridos de campo al sitio de estudio fue posible corroborar los accesos por los cuales el agua de lluvia entra al campus y los puntos por los cuales se dirige el agua hacia la salida del campus universitario, logrando marcar la ruta del escurrimiento superficial del agua como se muestra en la figura 11.



Fig. 11 Puentes de entrada y salida de agua de lluvias en el Campus Universitario

Fuente: Elaboración propia, con croquis proporcionado por la Universidad de Sonora

Una vez obtenida ésta información se configuraron distintas propuestas de las microcuencas (internas y externas) del campus universitario en estudio, obteniendo

finalmente la distribución de la figura 12, la cual fue corroborada en los recorridos de campo durante los días de lluvia presentadas en el periodo de estudio (Figura 13).| Donde cada microcuenca esta identificada por un color, siendo las cuencas externas 2 y 3 practicamente un pequeño tramo del boulevard Luis Encias y Blvd. Navarrete.

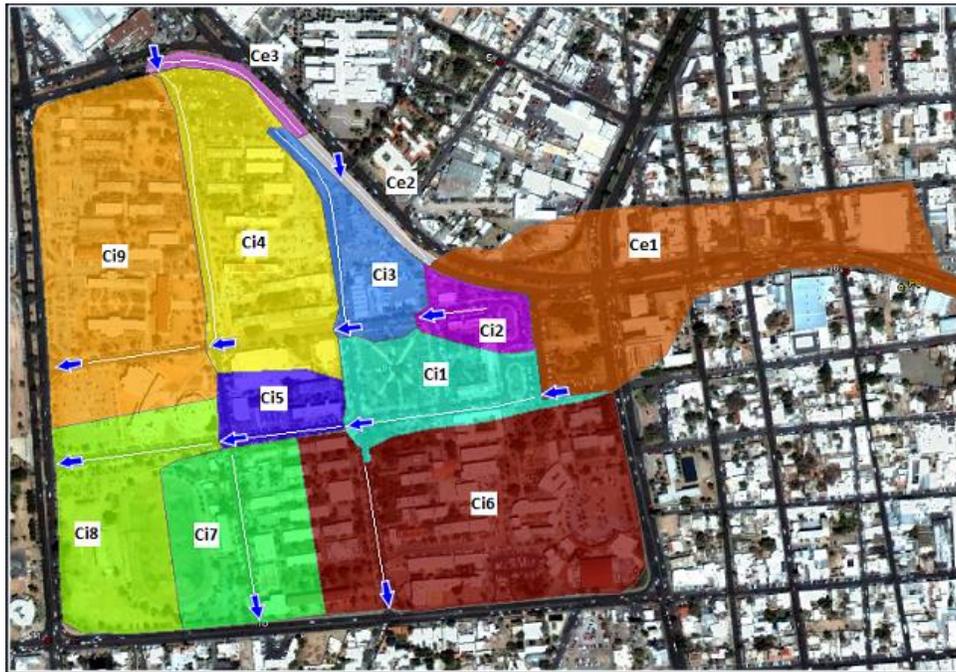


Fig. 12 Identificación general de las microcuencas de influencia en el estudio

Fuente: Elaboración propia



Fig. 13 Fotografías en campus

Fuente: Propia

De manera que el sistema de drenaje pluvial a proponer para la Universidad de Sonora campus Hermosillo se ve influenciado por 3 micro-cuencas externas y 9 micro-cuencas internas (Tabla 3 y 4) que incluye el área, longitud y pendiente del cauce.

Tabla 3. Datos básicos de Micro-cuencas externas

Cuenca	A(m²)	Lc (m)	Sc
Ce1	82,113.82	121.523	0.00165
Ce2	3,779.33	216.08	0.00435
Ce3	4,094.09	81.31	0.00209

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. Datos básicos de Micro-cuencas internas

Cuenca	A(m²)	Lc (m)	Sc
Ci1	28,611.21	254.78	0.00560
Ci2	11,062.43	87.49	0.00122
Ci3	19,891.42	303.09	0.00298
Ci4	58,881.83	367.09	0.00519
Ci5	13,794.03	158.64	0.01039
Ci6	96,111.53	181.87	0.00678
Ci7	40,582.82	213.74	0.00417
Ci8	43,722.04	168.16	0.01105
Ci9	81,663.72	143.83	0.01060

Fuente: Elaboración propia.

Existen diversos métodos para determinar el valor de la pendiente del cauce (pendiente de la calle principal por donde escurre el agua) de las microcuencas urbanas. Aplicando finalmente el criterio más común, identificado como método de Taylor y Schwarz.

Donde:

- A = es equivalente al área en metros cuadrados
- Lc = es la longitud principal del cauce en cada microcuenca
- Sc = es la pendiente del cauce obtenida por el método de Taylor y Schwarz, aplicando la siguiente ecuación (7):

$$S_c = \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}}} \quad (7)$$

5.9.1 Duración de la tormenta

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 (Campos, 2010).

Fórmulas empíricas básicas para determinar el tiempo de concentración o duración de la tormenta de diseño (Campos, 2011):

- 1) Fórmula de la Agencia Federal de Aviación. Desarrollada con datos de drenaje de aeropuertos, se considera válida en cuencas pequeñas donde el flujo dominante es sobre el terreno, su ecuación (8) es:

$$T_c = \frac{0.7035 (1.1 - C) \sqrt{L}}{S^{0.333}} \quad (8)$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca

L = Longitud del cauce o del flujo sobre el terreno (m)

S = Pendiente del terreno (m/m ó %)

- 2) Fórmula del Soil Conservation Service (SCS). Sugerida para cuencas homogéneas con predominio de flujo sobre el terreno y extensión máxima de 8.1 km cuadrados. La ecuación (9) es:

$$T_c = \frac{0.0136 L^{0.80}}{\sqrt{S}} \left(\frac{1000}{N} - 9 \right)^{0.70} \quad (9)$$

Donde:

N = Número de la curva de escurrimiento dependiente del tipo de superficie.

S = Pendiente del cauce principal (m/m)

L = Longitud del cauce principal (m)

Las estimaciones del T_c 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_c que se estima (Toscano, 2011). Por lo que, para lograr un resultado más cercano al real, se promedian los valores de T_c obtenidos de las fórmulas de la Agencia federal de aviación y de Soil Conservation Service.

5.9.2 Número N de escurrimiento.

Para la obtención del número N de escurrimiento de cada cuenca es necesario conocer la extensión de ésta, así como los distintos tipos de superficies que la integran, por ejemplo: escuelas, cementerios, canchas deportivas, pavimento, etc. Conociendo el área que abarcan cada uno de éstos, se obtiene un promedio ponderado del número N de escurrimiento (Toscano, 2011). Se clasifica el grupo hidrológico al que pertenece el suelo y, acorde a este se toman los valores para calcular el número N de la curva de escurrimiento, según se muestra en la tabla 5 y la tabla 6 para identificar los grupos hidrológicos de suelos.

Tabla 5. Valores del número N de la curva de escurrimiento

Número N de la curva de escurrimiento en áreas suburbanas y urbanas		Grupo hidrológico de suelos			
		A	B	C	D
Uso del terreno y condición hidrológica					
Parques, campos de Golf, cementerios, espacios abiertos, canchas deportivas, etc.					
Condición buena (el pasto cubre un 75% o más del área)		39	61	74	80
Condición regular (el pasto cubre del 50 al 75% del área)		49	69	79	84
Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área)		68	79	86	89
Áreas comerciales (85% impermeable)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeable)		81	88	91	93
Zonas residenciales:*					
Tamaño promedio del lote	Promedio del área impermeable**				
<500m ²	65%	77	85	90	92
1,000	38%	61	75	83	87
1,350	30%	57	72	81	86
2,000	25%	54	70	80	85
4,000	20%	51	68	79	84
8,000	12%	46	65	77	82
Calzadas, tejados, estacionamientos pavimentados, etc.***		98	98	98	98
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado***		98	98	98	98
Caminos pavimentados incluyendo derecho de vía y canales		83	89	92	92
Caminos engravados incluyendo derecho de vía		76	85	89	91
Caminos de arcilla incluyendo derecho de vía		72	82	87	89
Áreas urbanas en desarrollo (terrenos nivelados sin vegetación)		77	86	91	94

*Se considera que el escurrimiento es conducido a la calle con un mínimo de pérdidas (infiltración del césped).

**Las áreas permeables restantes (césped) se están considerando en condición hidrológica buena.

***En climas cálidos usar N=95. Excluyendo derecho de vía.

Fuente: Campos, 2010

Tabla 6. Grupos hidrológicos de suelos

GRUPO A	Arenas con poco limo y arcilla; suelos muy permeables, estos generan el menor escurrimiento
GRUPO B	Arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.
Grupo C	Arenas muy finas; suelos con alto contenido de arcilla; mezcla de arena limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.
GRUPO D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con sub-horizontes de rosa sana; suelos muy impermeables, generan el mayor escurrimiento

Fuente: Campos, 2010

5.9.3 Periodo de retorno

El periodo de retorno (Tr) es una forma de expresar la probabilidad de excedencia, por ello se dice lluvia o intensidad de 10 años o la creciente de 100 años en lugar de decir, los eventos cuyas probabilidades de excedencia son 10 y 1% en cada año, correspondiendo a posibilidades de 1 en 10 y 1 en 100; por lo que el periodo de retorno no significa que un evento de Tr años ocurrirá cada Tr años, sino que más bien existe una probabilidad de $1/Tr$ de que tal evento ocurra en cada año (Campos, 2010). A continuación se muestra en la tabla 7 los periodos de retorno a utilizar según la zona urbana.

Tabla 7. Periodos de retorno en zonas urbanas (CONAGUA, 1996)

Tipo de zona urbana	Tr (años)
Poblados pequeños con menos de 100,000 habitantes	2 – 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 – 10
Poblados grandes con más de 1000 000 de habitantes	10 - 25

Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

Para las microcuencas que se analizan en el presente estudio se eligió un periodo de retorno de 10 años, ya que actualmente la ciudad de Hermosillo aun no supera 1 000 000 de habitantes.

5.9.4 Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento (C). Teóricamente varía de 0 a 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 (Toscano, 2011).

En la tabla 8 se pueden observar los valores de C a utilizarse cuando el periodo de retornos es menor o igual a 10 años, para la obtención de C mediante una primera opción (Campos, 2010):

Tabla 8. Valores de Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional

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 inclinado (>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 inclinado (>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: Campos, 2010

Dependiendo del uso de suelo de cada microcuenca, será el coeficiente de escurrimiento que se utilice en cada área.

Para lograr obtener el coeficiente de escurrimiento de cada una de las micro-cuencas es necesario conocer el área de ésta, así como los tipos de superficie que la integran, por ejemplo: calles pavimentadas, losas de concreto, áreas verdes, etc. De ésta manera, conociendo el área que abarcan cada uno de éstos podremos obtener un promedio ponderado del coeficiente de escurrimiento.

En seguida se calcula el coeficiente C, pero ahora con los valores sugeridos para las áreas urbanas, a este procedimiento lo denominaremos como “Método dos”, los cuales dependen del tipo de superficie y a su vez del periodo de retorno de diseño (tabla 9), que en nuestro caso es de 10 años.

Tabla 9. Coeficiente de Escurrimiento (C) de acuerdo al uso de suelo y periodo de retorno.

Valores del Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional							
Características de la superficie	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
URBANIZADA							
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 de 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: Camps (2010)

5.9.5 Estimación de la intensidad de la lluvia

La intensidad de la lluvia, se obtiene mediante las curvas P-d-Tr de la fig. X, para cada micro-cuenca según su respectivo período de retorno y la duración de la tormenta.

El Tc seleccionado, el cual en nuestro caso es el Tc promedio, se tomará como la duración en la gráfica de la Figura X, mientras que P es el valor a encontrarse en cada curva. Una vez obtenidos los valores de P, se obtiene la intensidad con la ecuación (10):

$$I = \left(\frac{P}{d} \right) 60 \quad (10)$$

Realizando éste procedimiento obtendremos la tabla de intensidades, que en nuestro caso el que nos interesa es para un período de retorno de 10 años.

5.9.6 Gasto máximo en la cuenca

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_c), cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. Por lo anterior, la intensidad i tiene una duración igual al T_c 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_c , se denomina coeficiente de escurrimiento C y lógicamente varía de cero a uno. La ecuación (11) del método Racional en sistema inglés es:

$$Q = C * i * A \quad (11)$$

En la cual, Q se expresa en pies cúbicos por segundo (cfs), i en pulgadas por hora (in/h) y A en acres. Como un cfs es igual a 1.0083 acre.in/h, el factor de conversión de unidades se incluye en el valor de C . En el sistema métrico con el gasto en litros por segundo (l/s), la intensidad en mm/h y el área de cuenca en hectáreas (ha), es decir en 10^4 m², la ecuación (12) es:

$$Q = 2.778 * C * i * A \quad (12)$$

Cuando el área de la cuenca se expresa en km² y el gasto en m³/s, con la intensidad en mm/h, la ecuación (13) es:

$$Q = 0.2778 * C * i * A \quad (13)$$

La designación de método Racional se debe a su concepción teórica elemental, pues cuando una intensidad de lluvia i ocurre, durante un cierto lapso t , una parte a de cuenca contribuye con escurrimiento, la más cercana a su salida y en una proporción C de la lluvia. Conforme avanza el tiempo t hasta llegar al T_c , a se convierte en A y entonces se llega al gasto máximo $Q = C * i * A$. Se considera que para duraciones menores del T_c , el efecto en la reducción del área de cuenca es mayor que el debido al incremento en la intensidad de la lluvia. (Campos, 2011).

5.10 Diseño de colector pluvial

A nivel de detalle y de acuerdo a su función según Campos (2010), un Sistema de alcantarillado pluvial tiene los siguientes componentes principales:

- Estructuras de captación: Su función es recolectar las aguas por transportar y consisten básicamente en las bocas de tormenta y sumideros.
- Estructuras de conducción: Son fundamentalmente tuberías enterradas, que van desde los albañales pluviales donde descargan los sumideros que conducen el agua a las atarjeas y éstas a los subcolectores, los cuales finalmente la transportan a los colectores. Algunas veces los colectores finales y/o emisores son canales o conductos a cielo abierto.
- Estructuras de conexión y mantenimiento: Son esencialmente los pozos de visita y las cajas de visita, cuya diferencia fundamental con los primeros son sus dimensiones mayores.
- Estructura de vertido: Su función consiste en proteger y mantener despejada la descarga del sistema de alcantarillado pluvial. Lo anterior implica la definición previa de dónde entregar las aguas pluviales para evitar problemas posteriores.
- Instalaciones complementarias: En ciertos sistemas de alcantarillado se requieren para su funcionamiento correcto estaciones de bombeo, vertedores, dissipadores de energía, así como estructuras de cruce como por ejemplo lo son sifones puentes y alcantarillas.

5.10.1 Trazo del sistema de drenaje pluvial

Primeramente para poder calcular el diámetro correspondiente de cada una de las tuberías que formarán el sistema de drenaje pluvial sustentable; debemos realizar el trazo de la red de alcantarillado pluvial.

Una vez bien delimitadas las microcuencas, y habiendo definido bien el actual escurrimiento sobre las vialidades de la Universidad mediante la topografía del sitio y recorridos de campo, se procede a plasmarse la propuesta, tal y como se muestra en la figura 14 y 15.



Fig. 14 Red de tuberías y vertido final en el campus
Fuente: elaboración propia

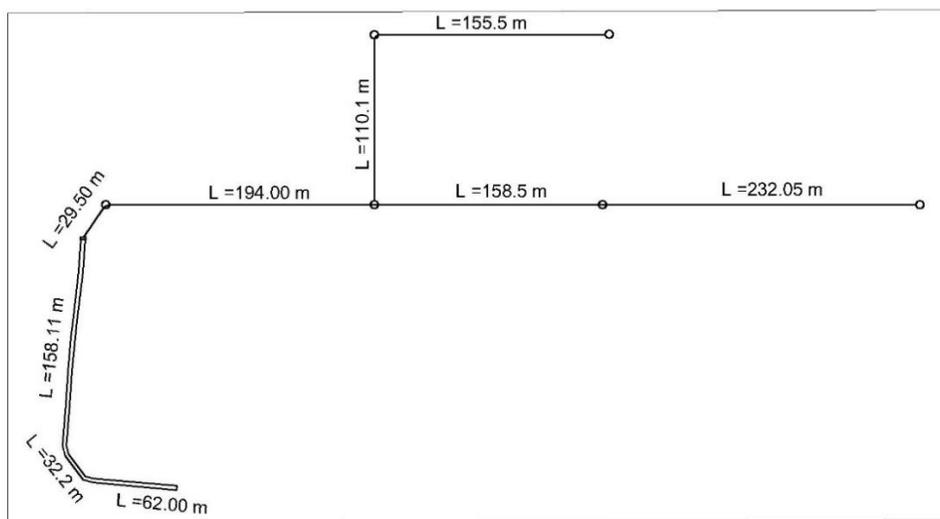


Fig. 15 Red de tuberías y vertido final
Fuente: elaboración propia

La propuesta considera lo siguiente: El primer elemento de captación estará ubicado del lado derecho de la entrada principal a la Universidad de Sonora (Rectoría), siguiendo en tramo recto por la Avenida Universidad hasta desviarse hacia los espacios deportivos ubicados junto al estadio Castro Servín. Asimismo la otra línea de tubería comienza en el cruce de las calles Avenida Sonora y Calle de la sabiduría, la cual en la siguiente intersección (Avenida Sonora y Calle del Conocimiento) baja sobre la misma Calle del conocimiento para incorporarse posteriormente con la línea principal que viene sobre la Avenida Universidad.

El punto de descarga final de la red de tuberías se encuentra en los campos deportivos del estadio Castro Servín, desembocando a un canal de tierra que corre en sentido paralelo a la Calle de la Reforma y posteriormente en un tramo a la Av. Luis Donald Colosio, el cual a su vez cuenta con un sistema propuesto para el uso sustentable del agua pluvial.

5.10.2 Cálculo del diámetro del sistema de tuberías

Una vez identificados los puntos de los elementos de captación, se procedió a identificar que microcuencas tendrán afectación en cada cruce de calle, y por cuales rejillas entrará dicha agua recolectada cayendo hacia la tubería enterrada, para así poder sumar los gastos de las microcuencas que tienen influencia en cada tramo de tubería del sistema de alcantarillado; y en seguida proceder con los cálculos del diámetro de nuestra tubería.

El diámetro mínimo que se recomienda para las atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema (CONAGUA, 2007). Para calcular el diámetro de las tuberías debe considerarse el gasto que va a transitar por ellas. Mientras mayor sea el gasto, mayor será el diámetro de la tubería. (Toscano, 2011).

En cuanto a las pendientes de la tubería según la recomendación de CONAGUA, ésta debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta que la pendiente de la tubería deberá ajustarse en caso de que la velocidad alcanzada sea mayor a la permisible, manejando entonces una pendiente mínima del 5 al millar, o bien 0.5%

Para el cálculo del diámetro de la tubería; se parte de la ecuación general de Manning, misma que al presentarse en forma del diámetro, es la ecuación (14):

$$D = \left(\frac{3.208 Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (14)$$

Siendo:

- D = Diámetro del tubo en m
- Q = Gasto requerido en m/s
- n = Coeficiente de Manning
- S = Pendiente del tramo

El coeficiente de Manning que se emplea en la fórmula depende del tipo de material de la tubería utilizada, que en este caso es equivalente a 0.009, ya que es de PVC/Polietileno de alta densidad, como se muestra en la tabla 10.

Tabla 10. Coeficiente de fricción o rugosidad para las fórmulas de Manning en tuberías

MATERIAL	n
PVC Y POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD	0.009
ASBESTO CEMENTO	0.010
HIERRO FUNDIDO NUEVO	0.013
HIERRO FUNDIDO USADO	0.017
CONCRETO LISO	0.012
CONCRETO RUGOSO	0.016
MAMPOSTERÍA DE PIEDRA BRAZA ASENTADA CON MORTERO DE CEMENTO	0.020
ACERO SOLDADO CON REVESTIMIENTO INTERIOR A BASE DE EPOXY	0.011
ACERO SIN REVESTIMIENTO	0.014
ACERO GALVANIZADO NUEVO O USADO	0.014

Fuente: Comisión Estatal del Agua Querétaro, 2014

Obtuvimos la pendiente de la plantilla considerando que la tubería se ajustará lo más posible a la situación topográfica del terreno de cada tramo, la cual se muestra en la tabla 11, mediante la diferencia de cotas en cada cruce de la tubería.

Tabla 11. Pendiente de tramos de red de tuberías

Tramo	Longitud de tubería (m)	Diferencia de cotas (m)	Pendiente (m/m)
R1-R5	232.05	1.37	0.006
R2-R3	155.5	1.61	0.010
R3-R4	110.1	0.72	0.0065
R4-P1	150.5	0.99	0.0065
P1-VERTIDO FINAL	75	.90	0.0065*
R5-4	158.5	1.85	0.012

* Valor que resulta mayor al mínimo de $S = 0.005$

Fuente: Elaboración propia

Y una vez obtenidas las pendientes, así como identificadas las cuencas de influencia y sumados los gastos respectivos de éstas, procedemos a aplicar la fórmula para la obtención del diámetro de la tubería en cada uno de los tramos de la red mostrada. Las tuberías se instalan enterradas como se muestra en la figura 16.

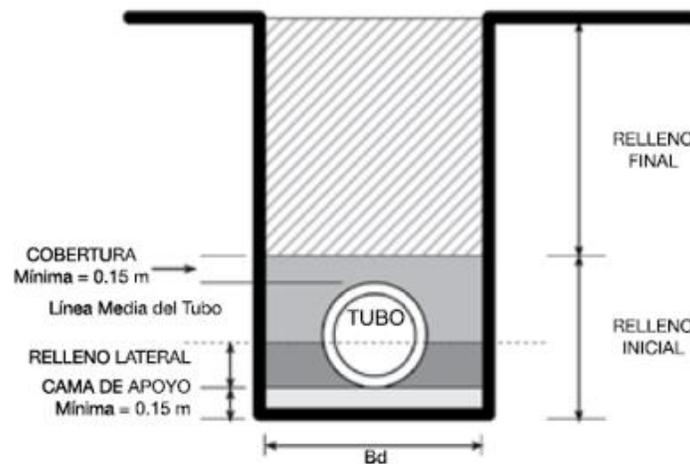


Fig. 16 Ejemplo de zanja para tubería de drenaje pluvial

Fuente: Manual Novafort, 2014

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que ellas se coloquen en zanjas, de acuerdo a lo señalado a las especificaciones de construcción del fabricante como se puede observar en la tabla 12.

Tabla 12. Ancho de zanja

Diámetro (m)	Ancho de zanja (m)
0.30	0.85
0.38	1.00
0.45	1.10
0.61	1.30
0.75	1.50
0.90	1.70
1.07	1.95
1.22	2.15
1.52	2.50
1.83	2.85
2.13	3.20
2.44	3.55

Fuente: CONAGUA, 2007

5.10.3 Velocidad de agua en tuberías

Para el correcto diseño de la red de alcantarillado pluvial deben considerarse las velocidades permisibles, las cuales por una parte evitan la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto; a éstas velocidades se les llama mínima y máxima respectivamente (CONAGUA, 2007). La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s tal y como se observa en la tabla 13.

Tabla 13. Velocidades máximas permisibles

Tipo de tubería y diámetro	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm, o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Poli (cloruro de vinilo) P V C	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Fuente: CONAGUA, 2007

Para calcular la velocidad que tendrá el agua que correrá por las tuberías de nuestro sistema, se aplicó la fórmula de la velocidad derivada de la ecuación (15) de Manning, la cual es la siguiente:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (15)$$

Siendo:

- V = Velocidad del agua en m/s
- R = Radio hidráulico
- S = Pendiente de la tubería
- n = Coeficiente de Manning

La pendiente que se usará para ésta fórmula es la misma que se encuentra en la tabla 9, al igual que el coeficiente de Manning de la tabla 8.

Para obtener el Radio hidráulico se aplica la fórmula que se muestra en la figura 17:

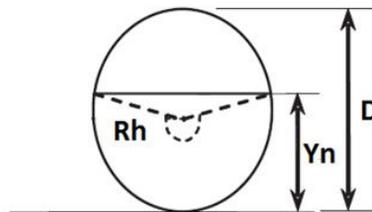


Fig. 17 Diagrama de tubo parcialmente lleno

Fuente: Elaboración propia

Siendo:

- Rh = Radio hidráulico
- D = Diámetro de tubería propuesto

El ángulo θ lo obtendremos mediante la siguiente ecuación (16):

$$\theta = 2 \text{ ArcCos} \left(\frac{1 - Yn}{r} \right) \quad (16)$$

Siendo:

- Y_n = Área de tirante en tubo parcialmente lleno a un 81%, el cual se obtiene mediante la ecuación (17):

$$Y_n = 0.81 * D \quad (17)$$

- r = Radio de tubería propuesta

Una vez que aplicamos la fórmula para obtener el ángulo teta, Y_n y el radio hidráulico aplicamos la fórmula de la velocidad anteriormente mencionada.

5.11 Conexión de las tuberías

Debido a los cambios de diámetro que existen en una red de tuberías y a la intersección de tuberías debido al cruce de calles, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar las tuberías en los pozos de visita. En la figura 18 se indican los nombres que se les da a las partes de un tubo (COANGUA, 2007).

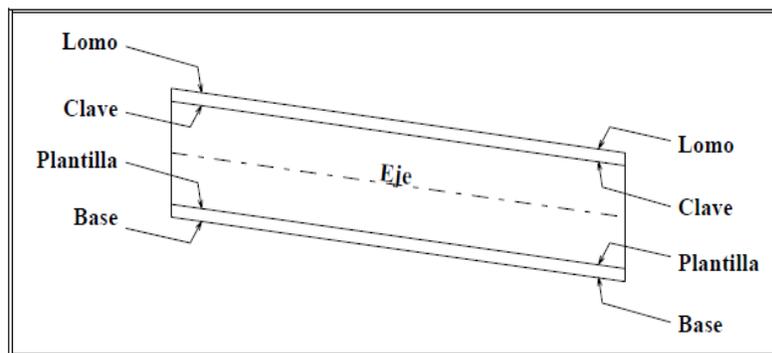


Fig. 18 Partes de un tubo

Fuente: CONAGUA (2007)

Los tramos de tubería se hacen coincidir para efectuar las conexiones y dar forma a la red de tuberías del sistema, siendo además el pozo de visita un elemento importante en este tipo de proyectos, ya que también facilitan las labores de limpieza y mantenimiento. Los tipos de pozos para conectar tuberías en el cruce de calles pueden ser los de la figura 19.

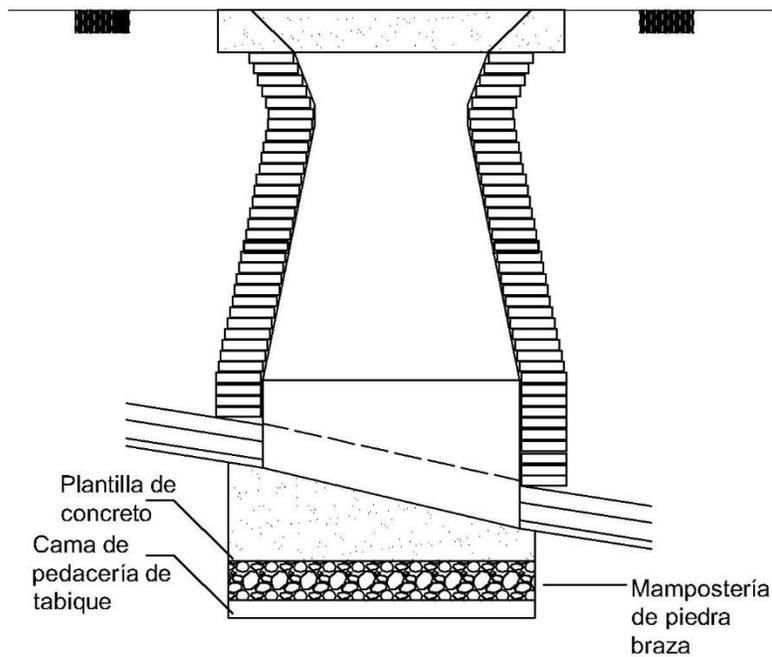


Fig. 19 Pozo de conexión de tuberías de la red de drenaje

Fuente: Elaboración propia

5.12 Diseño de bocas de tormenta

La capacidad hidráulica de una boca de tormenta depende de su geometría y de las características de las tuberías, así como del caudal o gasto que pueden captar.

Las bocas de tormenta son estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y lo introducen por las obras de conducción, se ubican generalmente 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 se integran 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 del agua (IMTA, 2013). Existen varios tipos de bocas de tormenta o coladeras pluviales, de manera que de acuerdo a su diseño y ubicación en las calles, se clasifican en coladeras de: piso, banqueta, piso y banqueta, longitudinales de banqueta y transversales de piso (CONAGUA, 2007).

Las coladeras de piso se instalan formando parte del pavimento al mismo nivel de su superficie y las de banqueta se construyen formando parte de la guarnición, en caso de tenerse un mayor gasto de diseño puede hacerse una combinación de ambas. El gasto de diseño para bocas de tormenta (Figura 20) 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) en mm/h con la duración de la tormenta de diseño (IMTA, 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 en el caso de pendientes mayores del 5% se instalan únicamente coladeras de piso; mientras que las coladeras de tipo longitudinal de banqueta y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores del 5% y los caudales por captar son grandes (CONAGUA, 2007) como se muestra en las Figuras 21, 22 y 23.

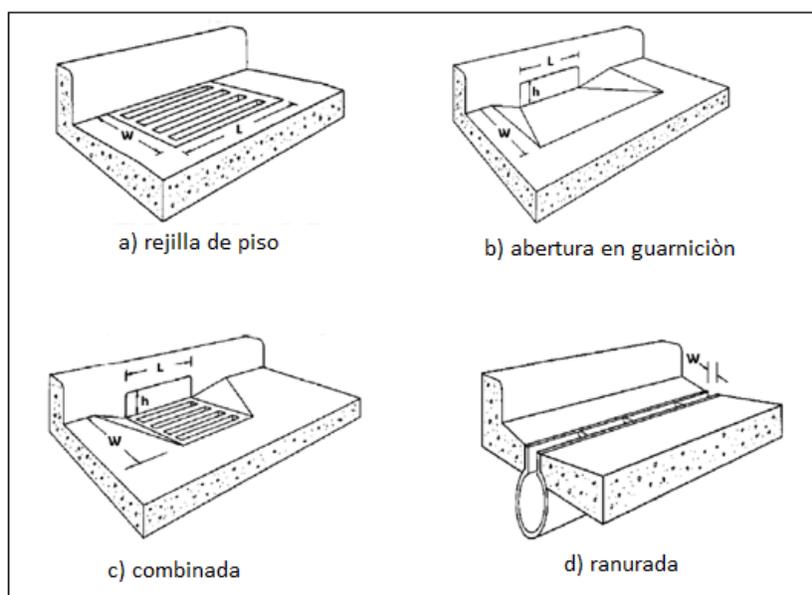


Fig. 20 Algunos tipos de boca de tormenta

Fuente: Tomado de IMTA (2013)

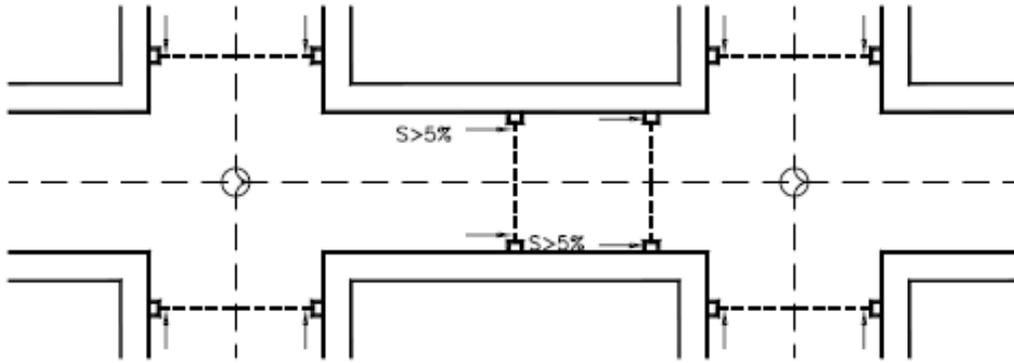


Fig. 21 Ubicación teórica de rejillas de piso
Fuente: Conagua (2007)

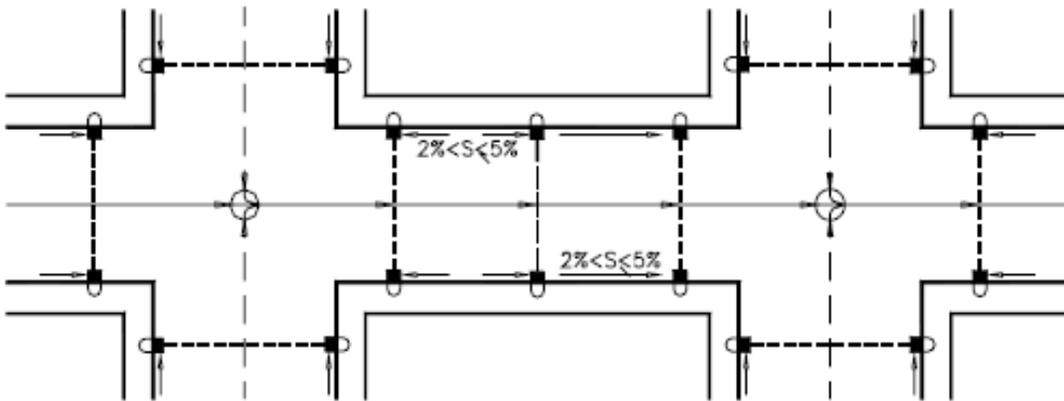


Fig. 22 Ubicación teórica de coladeras de piso y banquetas (combinada)
Fuente: CONAGUA (2007)

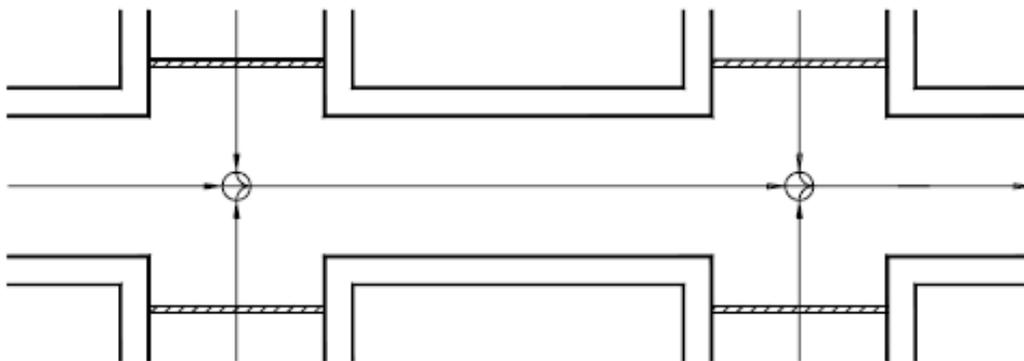


Fig. 23 Ubicación teórica de coladeras transversales de piso
Fuente: CONAGUA (2007)

Para el presente caso de estudio, el agua pluvial que escurre en las calles del campus universitario se captará mediante los tipos de estructuras de captación (bocas de tormenta) siguientes: rejillas de piso, rejillas de piso y banquetas, y por rejillas transversales de piso. Una vez captada el agua a través de dichas bocas de tormenta se dirigirá hacia la tubería más cercana en la calle respectiva según sea el caso del sistema de red de tuberías de drenaje pluvial.

En la avenida universidad en los tramos que se indican en el croquis final y en el plano respectivo del campus puede verse la ubicación de este tipo coladeras, ya que por este eje vial se presentan los mayores caudales del escurrimiento pluvial lo cual provoca mayor conflicto vial y peatonal durante la temporada de lluvias y en una parte del tramo el nivel del agua en la cuneta llega al límite, y en algunos tramos la satura.

El tipo de rejillas transversales a la calle es adecuado para grandes caudales y pendientes superiores al 5% , las cuales deben contener 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 llantas (IMTA, 2013). O bien, en su caso, utilizar rejillas de plástico que ya existen en el mercado internacional. La ubicación de las bocas de tormenta en una calle con pendiente continua, depende del gasto Q que se acumula en la cuneta (Guo, 2006); y a su vez la capacidad Q máxima que puede captar una boca de tormenta dependerá del tipo, tamaño y diseño de la rejilla (Trincado y otros, 2005).

Mientras que la capacidad de captación de la coladera de piso depende de la cantidad de agua que fluye sobre la rejilla, la velocidad de flujo en la cuneta, el tamaño y configuración de la Rejilla (IMTA, 2013).

Las cunetas son pequeños canales cuyo trazo es paralelo al eje de la calle, se ubican a los lados del camino y permiten captar y conducir el agua que fluye sobre la calle hacia las orillas de la misma debido al bombeo o ligera pendiente que existe desde el centro y hacia los lados del camino (CONAGUA, 2007) tal y como se observa en la figura 24.

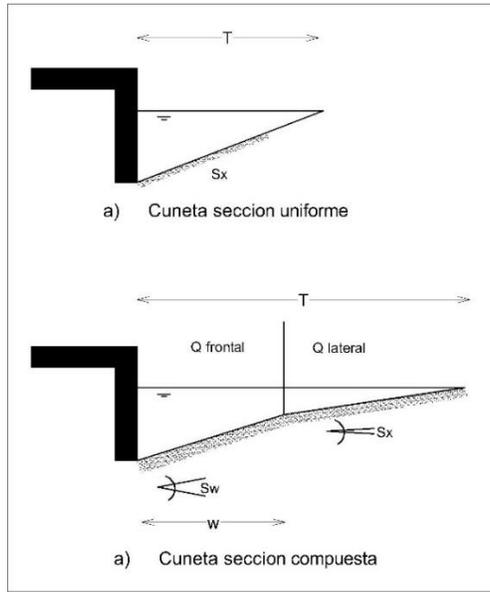


Fig. 24 Tipos comunes de cuneta que forman la calle
Fuente: elaboración propia

En el tipo de cuneta simple uniforme puede proponerse un ancho (T) de inundacion de 1 a 1.3 mts para el presente caso de estudio, en ambos casos la altura del agua en la cuneta es (d) es el tirane maximo que permite el flujo del agua junto con la pendiente longitudinal.

Por otro lado, la capacidad (Q) para una boca de tormenta o coladera pluvial puede ser estimada utilizando principios de hidráulica; 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. La figura 25 siguiente vista en planta muestra una coladera de piso, mientras que el anexo III presenta los detalles de la rejilla combinada (piso y banqueteta).

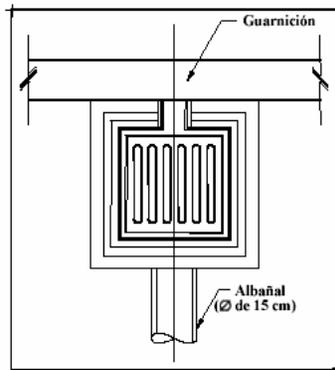


Fig. 25 Coladera o rejilla de piso

Fuente: CONAGUA (2007)

El principio de funcionamiento como vertedor 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 es cuando el nivel del agua ahoga por completo o parcial a la rejilla (figura 26).

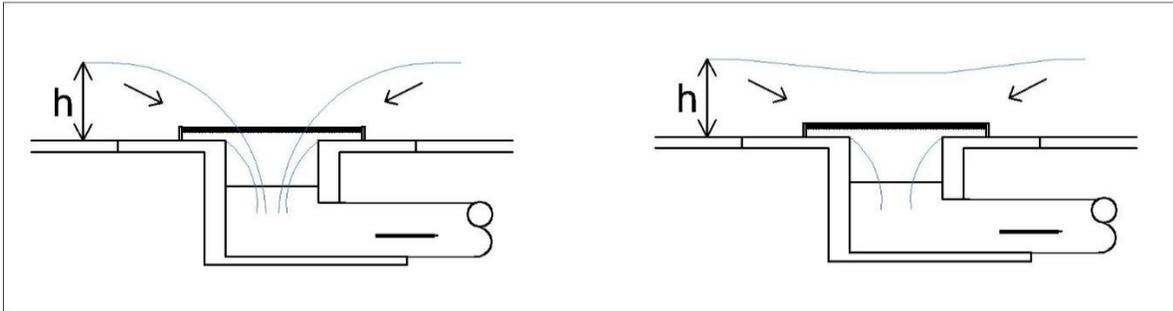


Fig. 26 Vista perfil de la coladera de piso o tubo albañal

Fuente: Elaboración propia

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 en la ecuación (18) que si ambos gastos son iguales entonces solo así la eficiencia podría ser del 100%.

$$E = \frac{Q_{capt}}{Q_{calle}} \quad (18)$$

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, 2010). La eficiencia de entrada generalmente disminuye con el aumento del flujo de agua (IMTA, 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.

Coladera de Banqueta

La capacidad máxima (Q) de la coladera depende del tipo, tamaño y diseño de la rejilla (figura 27). Su capacidad hidráulica se puede estimar considerando uno o ambos dos casos mencionados anteriormente:

- Suponiendo que funcionan hidráulicamente como vertederos para pequeñas alturas (d) de agua (IMTA, 2013) menor o igual a la altura de la guarnición (h) se aplica la ecuación (19):

$$Q = C P d^{1.5} \quad (19)$$

Dónde:

Q = capacidad o gasto recolectado por la coladera, m³/seg.

C = Coeficiente de descarga = 1.25

P es equivalente al perímetro sin contar el lado de la cuneta = (L+ 1.8 W)

L = longitud de la abertura, m

W = Ancho de la coladera, m

D = La altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua, es decir $d=TSx$

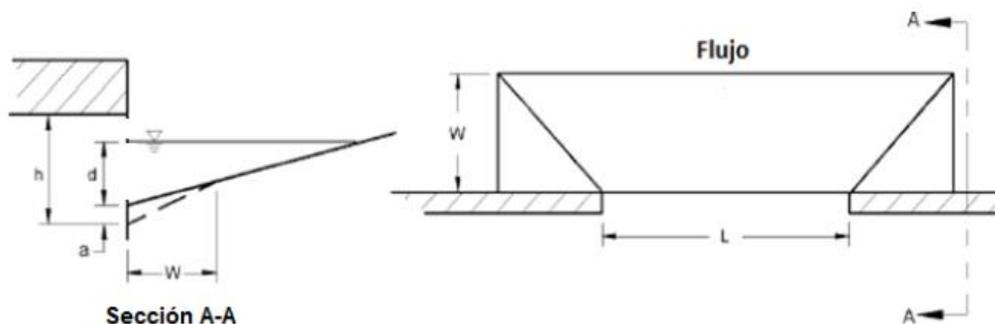


Fig. 27 Sección de la coladera de banqueta

Fuente: IMTA (2013)

- En la situación de funcionamiento como orificio significa que se presentan alturas del agua (d) mayores que h, por lo que en términos prácticos la capacidad (Q) de la coladera es mediante la ecuación (20) (CONAGUA, 2007):

$$Q = C_o A \sqrt{2gd} \quad (20)$$

Q = gasto recolectado por la coladera o rejilla, $m^3/seg.$

C_o = coeficiente de orificios, con valor estimado de 0.6

A = área del orificio (hL), m^2

g = aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

d = tirante del agua sobre la coladera, $m.$

Coladeras Combinadas

Las coladeras combinadas consisten en una coladera de piso junto a una coladera de banqueta y se utilizan en zonas donde se puede presentar un encharcamiento peligroso. En una coladera combinada simple sus elementos tienen la misma longitud y coinciden en ubicación en el punto (IMTA, 2013). La figura 28 muestra un ejemplo similar de tal situación.



Fig. 28 Coladera combinada (rejilla de piso y banqueta)

Fuente: Google

El gasto Q o capacidad de captación en este tipo de coladera se obtiene aplicando doblemente la ecuación para el caso de orificio (ecuación 21). Es decir, primero para obtener el gasto Q para la coladera de banqueta, y en seguida se vuelve aplicar y se obtiene el gasto Q en la coladera de piso. En este último, el área llamada del orificio corresponde

al área libre de la coladera del piso. La suma de ambos gastos ofrecerá el gasto Q total que capta la coladera combinada.

La altura del agua en la cuneta (tirante d) necesario para obtener el caudal de las coladeras descritas anteriormente, 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.

$$d = \left(\frac{Q_c}{0.375 \sqrt{S} \left(\frac{z}{n}\right)} \right)^{3/8} \quad (21)$$

Siendo:

Q_c = gasto de la calle, m^3/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 29.

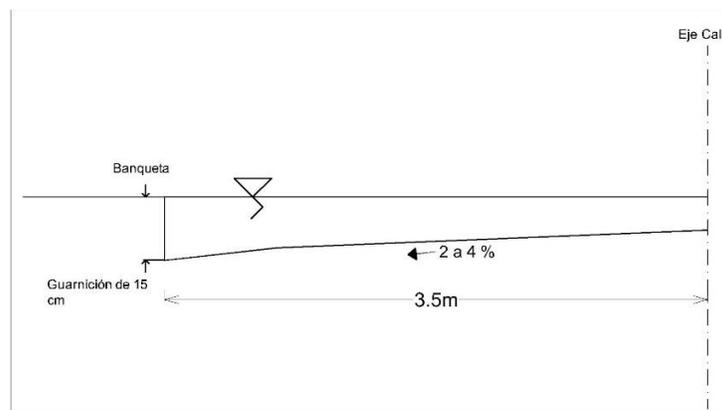


Figura 29. Guarnición y talud en vialidad
Fuente: Elaboración propia

5.13 Canal de conducción para el aprovechamiento del agua pluvial

El caudal total (Q_t) de agua pluvial del sistema propuesto es recolectado en el pozo de visita P4 localizado en el cruce de las calles Universidad y Del Conocimiento, de donde el agua sigue su flujo hacia el pozo final P6 ubicado al finalizar la calle Universidad a escasos 25 metros del cruce con la avenida reforma de la ciudad. De dicho pozo final se desviará el total de agua pluvial del sistema hacia una caja derivadora sencilla ubicada a una distancia de $L = 29.50$ metros del pozo mencionado (figura 30)



Fig. 30 Tramo pozo final del sistema pluvial y caja derivadora
Fuente: Elaboración propia

A su vez la caja derivadora entregará el agua al canal de tierra de sección trapezoidal el cual conducirá el agua colectada en una longitud del perímetro del campus universitario tramo ave. Reforma y tramo ave. Colosio; cuyo propósito es dar un aprovechamiento sustentable al agua recolectada en el sistema de drenaje pluvial propuesto (Figura 31).

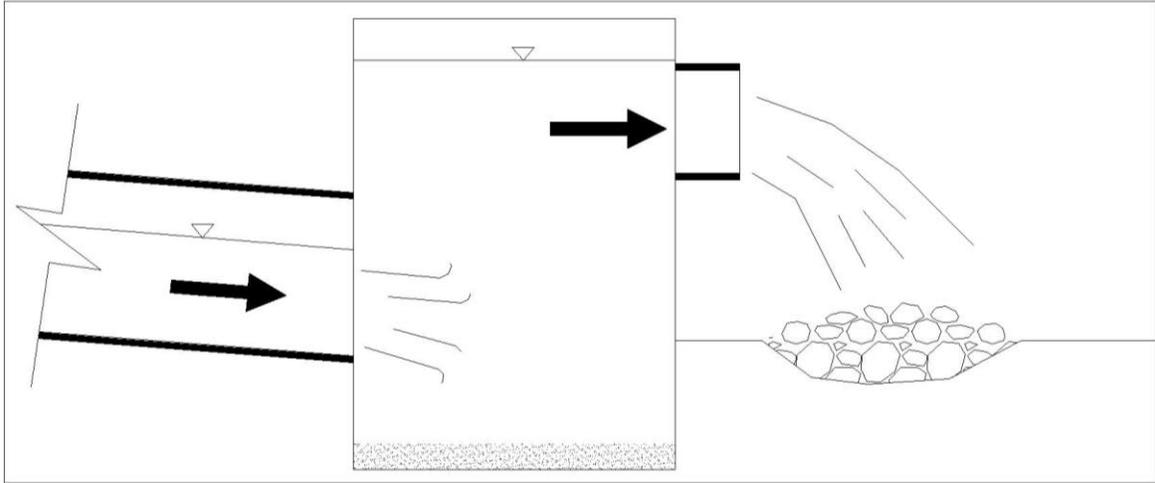


Fig. 31 Caja derivadora y sus elementos de entrada y salida

Fuente: elaboración propia

El gasto total mencionado es el que puede ocurrir en un periodo de retorno $T_r = 10$ años derivado de las microcuencas siguientes: Ce_1 , Ce_2 , Ci_2 , Ci_1 , Ci_5 , y 50% de (Ci_4 y Ce_3) y que suma un total de $3 \text{ m}^3/\text{seg}$. Se pretende que este caudal del agua recolectada sea conducido por el canal en una longitud de 125 metros aproximadamente, y en cuyo recorrido el agua sea infiltrada al subsuelo a través de pozos de infiltración. La sección transversal que se propone es del tipo trapezoidal, cuyas características son (figura 32):

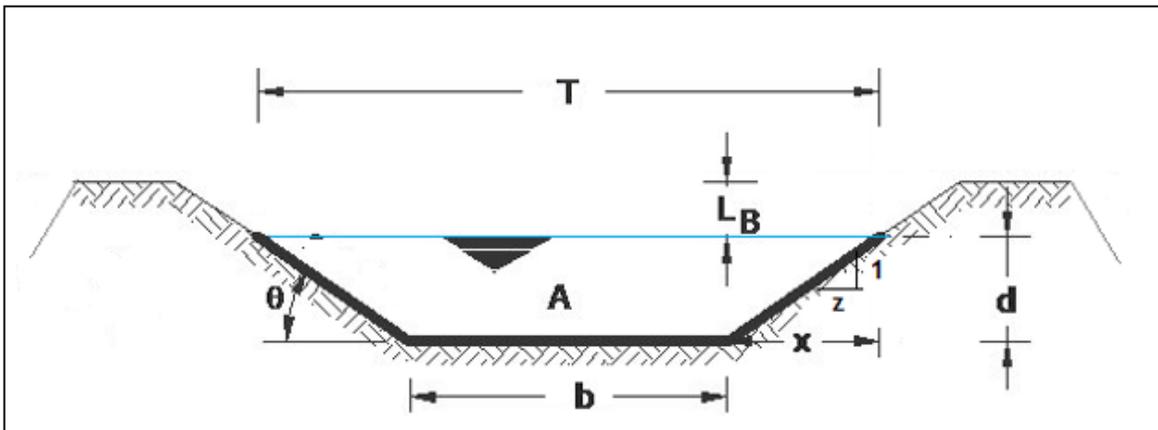


Fig. 32 Sección transversal del canal

Fuente: elaboración propia

Siendo:

d = altura del nivel del agua. Tirante, m.

b = ancho de la sección transversal del canal, m.

T = ancho de la superficie del nivel del agua, m.

LB = libre bordo, m.

Z = relación inverso 1/z del talud del canal

A = área hidráulica, m².

El talud (z) del canal depende del tipo de materia (tabla 14), para el presente caso de estudio se tomó el valor de z = 1.5.

Tabla 14. Taludes (z) en canales

Tipo de material	Z
Roca	0
Concreto	1 a 1.25
Arcilla rígida	0.5 a 1.0
Tierra arenosa suelta	2
Tierra arcillosa, arenisca	1.5
Marga arenosa o arcilla porosa	3

Fuente: Ven Te Chow (1994)

EL diseño de un canal se basa en la ecuación universal de Manning basada en la ecuación de Chézy (Gardea, 1999); la cual se expresa para flujo uniforme en función de la velocidad media, como se muestra en la siguiente ecuación (21):

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (21)$$

Donde:

V = velocidad media de flujo en el canal, m/seg.

R = radio hidráulico, m; $R = A/P_m$

A = área hidráulica de la sección del canal (m²)

P_m = perímetro mojado, m.

n = rugosidad del canal; n de Manning.

S = pendiente de la plantilla del canal, m/m.

Los parámetros hidráulicos que permiten iniciar el proceso de diseño son: área, perímetro mojado y radio hidráulico (ecuación 22, 23 y 24), mismos que para una sección transversal trapezoidal se derivan trigonométricamente basado en la figura 32 del canal visto anteriormente.

$$A = b d + z d^2 \quad (22)$$

$$P_m = b + 2 d \sqrt{1 + Z^2} \quad (23)$$

$$R = \frac{A}{P_m} \quad (24)$$

Al sustituir el gasto (Q) en la ecuación de Manning y considerando que $Q = AV$ por principios básicos de hidráulica, y dejando la ecuación con términos conocidos (Q , n y S) y los términos que son incógnita (A y R sección derecha), resulta la siguiente ecuación (25):

$$\frac{Q n}{\sqrt{S}} = A R^{2/3} \quad (25)$$

La ecuación vista de esa manera representa la solución de máxima eficiencia del canal, el proceso implica que el diseño tendrá una solución que arroje valores que cumplan la igualdad de la ecuación xxx mostrada; por lo que, el proceso es iterativo ya que se proponen valores de la geometría del canal ancho y tirante (b y d) hasta lograr el cumplimiento de la ecuación.

Para el caso de estudio se inició con un valor de ancho de plantilla $b = 1.0$ metros, para iniciar el proceso iterativo, y considerando un talud $z = 1.5$, y un coeficiente de Manning de $n = 0.030$ para canales de tierra. Asimismo, se consideró una pendiente del canal $S = 0.004$ conforme a las cotas topográficas y longitud del tramo en el sitio de inicio y fin del eje de trazo del canal respectivo el cual puede verse en la figura 33 marcado con una línea de color verde en el perímetro interior del campus en un tramo que hace intersección en las calles Reforma y Colosio de la ciudad.



Fig. 33 Eje del trazo canal de conducción del agua
 Fuente: elaboración propia, con Google

Velocidad media permisible

El flujo de agua en el canal debe presentarse con una velocidad adecuada, puesto que valores bajos pueden impedir que el agua fluya adecuadamente, mientras que valores altos de la velocidad del agua pueden provocar daño en la plantilla y taludes del canal. Por lo que el flujo deseable es el flujo lento (subcrítico).

La teoría de canales para flujo uniforme identifica tres tipos de flujo en un canal relacionados con su diseño y de acuerdo a la energía con la cual se conduzca el agua, siendo estos el *flujo crítico*, *subcrítico* y *supercrítico* (CONAGUA, 2007). El nivel de energía del agua en el

canal se refiere al valor de la suma de la energía de posición, de presión y de velocidad para un gasto Q de flujo constante.

Para diferenciar estos flujos se emplea el parámetro adimensional (ecuación 26) conocido como número de Froude (Fr), o bien el tirante crítico (dc) mediante (Gardea, 1999; CONAGUA, 2007):

$$F = \frac{V}{\sqrt{g d}} \quad (26)$$

Donde:

V = velocidad media de flujo, m/seg.

g = aceleración de la gravedad, m/s²

d = tirante normal del agua en el canal, m.

dc = tirante crítico, m.

Por lo que:

Si $Fr > 1$, el flujo es supercrítico o rápido; ($dc > d$)

$Fr = 1$, el flujo es crítico; ($dc = d$)

$Fr < 1$, el flujo es subcrítico o lento; ($dc < d$)

El tirante crítico para una sección rectangular puede ser obtenido mediante (Gardea, 1999) la siguiente ecuación (27):

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad (27)$$

Siendo:

Q = gasto de flujo en el canal, m³/s.

B = ancho de la plantilla del canal, m.

Mientras que en un canal de sección trapezoidal el tirante crítico (dc) debe resolverse por iteraciones, una ecuación (28) practica y sencilla es mediante (Sortillón, 1987); la cual se representa por:

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q}{g} \frac{(b+z dc)}{(b+z dc)^3}} \quad (28)$$

En esta última ecuación el cálculo puede iniciar obteniendo el primer valor para el tirante d_c en una sección de canal rectangular, y a partir de ahí iniciar el proceso iterativo para la búsqueda del tirante crítico para una sección trapezoidal que cumpla con dicha ecuación.

Por otro lado, los valores permitidos para la velocidad media del flujo del agua están en función del tipo de material del canal. La tabla 15 muestra valores mínimos y máximos de la velocidad.

Tabla 15. Velocidad media del agua en un canal

Material	Velocidad (m/s)
Suelo arenoso muy suelto	0.30 – 0.45
Arena gruesa o suelo arenoso suelto	0.45 – 0.60
Suelo arenoso promedio	0.60 – 0.75
Suelo franco arenoso	0.75 – 0.83
Suelo franco de aluvión o ceniza volcánica	0.83 – 0.9
Suelo franco pesado o franco arcilloso	0.90 – 1.2
Suelo arcilloso	1.20 – 1.50
Conglomerado, cascajo cementado, pizarra blanda, hard pan, roca sedimentaria blanda	1.80 – 2.40
Roca dura o mampostería	3.00 – 4.50
Concreto	4.50 – 6.00

Fuente: SAGARPA (2010)

El cumplimiento de la velocidad media del agua en el canal con el valor permisible se logra un flujo sub-crítico, el cual es el más adecuado en el diseño de canales.

5.14 Aprovechamiento sustentable del agua pluvial

El agua pluvial que se genera con la escorrentía en general en las cuencas urbanas debe ser canalizada con enfoques más sustentables para lograr un mejor aprovechamiento y a su vez, disminuir la problemática de las inundaciones y los riesgos de daños a la infraestructura. Una forma de lograr lo anterior es disminuyendo la escorrentía de agua y caudales máximos que mediante estructuras de retención y desplazando el agua a sitios menos impermeables.

La forma de aprovechar el agua de la escorrentía en las zonas urbanas es la construcción de tanques enterrados o no que permitan la captación y almacenamiento de agua lluvia con el fin de utilizarla con fines no potables tales como el suministro de agua a sanitarios y orinales, lavado de vehículos y riego de jardines y zonas verdes, en donde su implementación y mantenimiento correrá por parte de quien decida implementar este tipo de medidas (Molina y otros, 2011). Este tipo de esquemas regularmente pueden requerir de mayor inversión y generar altos costos en la construcción de tales obras de concreto reforzado que puedan no ser redituables en zonas áridas y semi-áridas.

Por otra parte, los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) son elementos integrantes de la infraestructura urbano-hidráulico-paisajística cuya misión es captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar al terreno el agua, de forma que ésta no sufra ningún deterioro e incluso permita la eliminación, de forma natural, de al menos parte de la carga contaminante que haya podido adquirir por procesos de escorrentía urbana previa; por lo que, este tipo de drenaje pueden utilizarse como alternativa a los sistemas de drenaje convencional o en combinación con ellos (Perales, 2008). Un tipo de elementos son los drenes filtrantes son SUDS conformados por excavaciones poco profundas (entre 1 y 2 m) rellenas con materiales pétreos gruesos que crean almacenamiento temporal subsuperficial; dichos sistemas poseen la desventaja de que pueden llegar a colmatarse con facilidad, por lo que deberán diseñarse cuidadosamente sus capas granulares interiores con el fin de maximizar su tiempo de vida útil, además de contar con tuberías de excedencias que permitan evacuar sin riesgo de inundación del terreno las crecientes mayores a las asociadas (Molina y otros, 2011).

5.14.1 Infiltración de agua al subsuelo

Una forma de infiltrar agua al subsuelo es mediante pozos y zanjas de poca profundidad (de 1 a 3 m) rellenos de material granular, a los que vierte la escorrentía de superficies impermeables contiguas y sirven para recoger y almacenar el agua de escorrentía hasta que se produce la infiltración de la misma al terreno natural; prácticamente son estructuras de infiltración que pueden absorber totalmente la escorrentía generada por una determinada tormenta de diseño (Abellán, 2013). La profundidad de esos elementos depende del perfil estratigráfico que se tenga en el terreno donde se desea infiltrar el agua, y que dicha profundidad este alejado del posible nivel de agua subterránea de algún acuífero localizado en la zona.

El perfil de la estratigrafía del sitio de vertido en el campus universitario del presente estudio de acuerdo a la comunicación personal del Ing. Oscar R. Rodríguez (2017) puede representarse (figura 34), en el que la permeabilidad (K) del estrato de grava es de aproximadamente 150 m/día (1.7×10^{-3} m/s) como sigue:

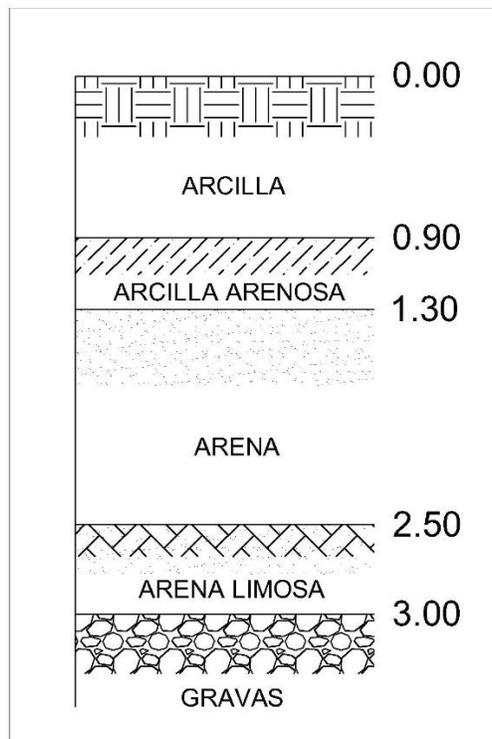


Fig. 34 Perfil estratigráfico del sitio en el campus
Fuente: Elaboración propia

5.14.2 Pozos de infiltración

El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas: la primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta a la red de tuberías, posteriormente se entrega en la caja derivadora, y finalmente el agua se conducirá por el canal de sección trapezoidal mencionado anteriormente. Una vez que ingresa al pozo, el agua se almacena temporalmente, dependiendo de las características de la tormenta y del suelo, para posteriormente ser evacuada mediante infiltración. Es posible combinar los pozos de infiltración con otras alternativas, tales como estanques de retención, zanjas de infiltración y estanques de infiltración, lo que permite obtener la capacidad de almacenamiento suficiente y aumentar la infiltración.

Es necesario cuantificar el volumen de agua (m^3) posible a infiltrar ($V_{inf.}$) en un pozo, y/o en el caso de la zanja de infiltración, para ello debe tomarse en cuenta el caudal Q total que se deposita en la caja derivadora y que fue con el que se diseñó el canal trapezoidal.

El pozo de infiltración debe ser rellenado con material que tenga valores altos de permeabilidad (K), dicho material de relleno serán gravas y cantos rodados, mismas que le den estabilidad a las paredes del pozo, y que a su vez permitan la percolación del agua pluvial por la parte inferior del pozo, como se observa en la figura 35.

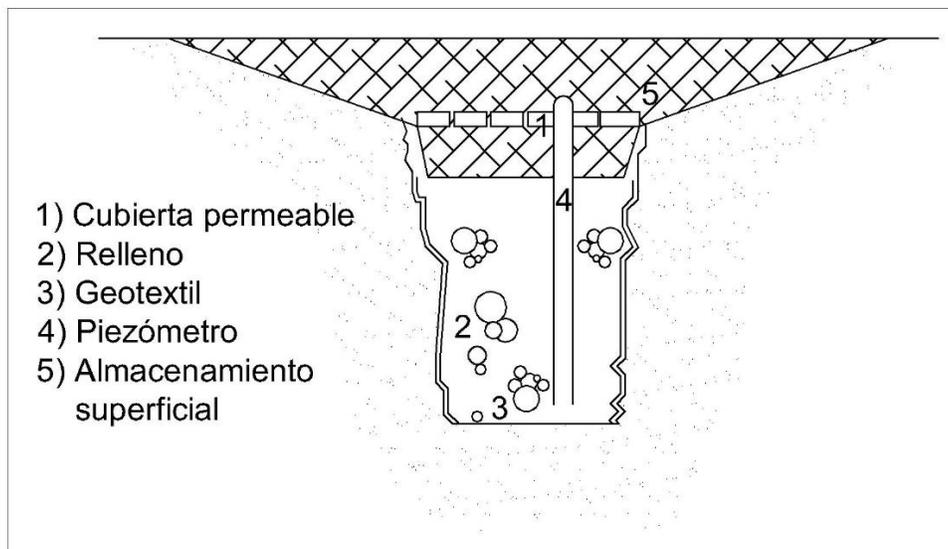


Fig. 35 Pozo de absorción

Fuente: SAGARPA (2014)

El relleno del pozo con materiales permeables puede ser como se muestra en la figura 36, siendo el relleno boleto, cantos rodados de tamaño 0.20 m, y grava de 1.5 plg.

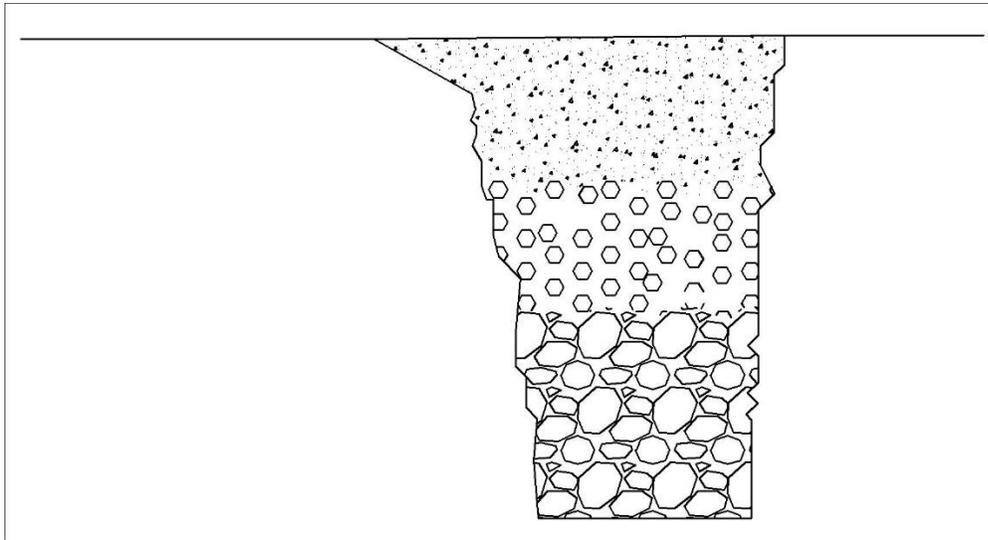


Fig. 36 Pozo de absorción con materiales permeables

Fuente: Elaboración propia

Las zanjas de infiltración son obras longitudinales, con una profundidad recomendada del orden de 1 a 3 m, que reciben el agua en toda su longitud, interceptando el flujo superficial de una tormenta y evacuándolo mediante infiltración al subsuelo; dicha zanja puede alimentarse desde uno de los extremos, para lo cual es conveniente disponer de cajas a la entrada y a la salida. En este caso la zanja propiamente tal puede cubrirse de manera de emplear la superficie para otros fines, como veredas, paseos o estacionamientos (Martínez, 2013).

5.14.2.1 Capacidad de infiltración

Este concepto se refiere al volumen de agua que es capaz de infiltrarse en forma natural por unidad de superficie y unidad de tiempo, esta relación depende de las condiciones de la superficie del suelo, de la cubierta vegetal, de las propiedades del suelo (porosidad y permeabilidad, y las condiciones de humedad) que le anteceden (SAGARPA, 2014). La tasa de infiltración para el diseño del pozo corresponde a la conductividad hidráulica (K) en condiciones de saturación (tabla 16).

Tabla 16. Conductividad hidráulica saturada del suelo con base en textura

Clase de textura	Conductividad hidráulica (mm/h)
Arena	210.06
Arena migajosa	61.21
Migajón arenoso	25.91
Franco	13.21
Migajón limoso	6.86
Migajón arcillo-arenoso	4.32
Migajón arcilloso	2.29
Migajón arcillo-limoso	1.52
Arcilla arenosa	1.27
Arcilla limosa	1.02
Arcilla	0.51

Fuente: tomado de SAGARPA (2014)

VI. RESULTADOS

6.1 Procesamiento estadístico

Primeramente se tomaron las lluvias máximas diarias según los registros proporcionados por CONAGUA, del año 1982 al 2015 (tabla 17), por lo que en nuestro caso $n = 34$.

Tabla 17. Lluvias máximas diarias. Estación Observatorio

Año	Mes	P Max (mm)
1982	Diciembre	67.6
1983	Julio	41.7
1984	Agosto	63.1
1985	Agosto	76.3
1986	Julio	106.7
1987	Agosto	32.6
1988	Septiembre	109.8
1989	Septiembre	100
1990	Agosto	102.5
1991	Diciembre	32.7
1992	Agosto	121.7
1993	Abril	48.2
1994	Diciembre	79.1
1995	Febrero	61.5
1996	Agosto	54.2
1997	Julio	34
1998	Agosto	22.8
1999	Agosto	50.1
2000	Octubre	74.3
2001	Octubre	83.2
2002	Noviembre	45.1
2003	Agosto	40.4
2004	Julio	30
2005	Febrero	30.3
2006	Octubre	52.9
2007	Julio	63.4
2008	Agosto	28
2009	Agosto	23
2010	Julio	92.1
2011	Noviembre	65.9

2012	Agosto	71.8
2013	Septiembre	41.3
2014	Septiembre	33.9
2015	Septiembre	103.9

Fuente: Elaboración propia, con datos de CONAGUA.

Con base en esta información de precipitaciones, se efectúa el proceso estadístico de la serie de excedentes anuales por el criterio interpolación (tabla 18).

Tabla 18. Cálculos auxiliares para el Procesamiento estadístico

m	P Max	Tr = (n+1/m)	Log Tr	P(logTr)	(logTr)^2	P^2
1	121.7	35	1.544	187.91	2.384	14,810.9
2	109.8	17.5	1.243	136.49	1.545	12,056.04
3	106.7	11.67	1.067	113.84	1.138	11,384.9
4	103.9	8.75	0.942	97.87	0.8874	10,795.21
5	102.5	7	0.845	86.62	0.7142	10,506.25
6	100	5.83	0.766	76.59	0.5866	10,000
7	92.1	5	0.699	64.38	0.4886	8,482.4
8	83.2	4.38	0.641	53.33	0.4109	6,922.24
9	79.1	3.89	0.589	46.66	0.3479	6,256.81
10	76.3	3.5	0.544	41.51	.2960	5,821.69
11	74.3	3.18	0.503	37.35	0.2527	5,520.49
12	71.8	2.92	0.465	33.38	0.2161	5,155.24
13	67.6	2.69	0.430	29.08	0.1850	4,569.76
14	65.9	2.5	0.398	26.22	0.1583	4,342.81
15	63.4	2.33	0.368	23.33	0.1354	4,019.56
16	63.1	2.19	0.339	21.45	0.1156	3,981.61
17	61.5	2.06	0.314	19.29	0.0984	3,782.25
18	54.2	1.94	0.289	15.65	0.0834	2,937.64
19	52.9	1.84	0.265	14.04	0.0703	2,798.41
20	50.1	1.75	0.243	12.18	0.0591	2,510.01
21	48.2	1.67	0.222	10.69	0.0492	2,323.24
22	45.1	1.59	0.202	9.09	0.0407	2,034.01
23	41.7	1.52	0.182	7.60	0.0332	1,738.89
24	41.3	1.46	0.164	6.78	0.0268	1,705.69
25	40.4	1.4	0.146	5.90	0.0214	1,632.16
26	34	1.35	0.129	4.39	0.0167	1,156
27	33.9	1.30	0.113	3.82	0.0127	1,149.21
28	32.7	1.25	0.097	3.17	0.0094	1,069.29

29	32.6	1.20	0.082	2.66	0.0067	1,062.76
30	30.3	1.17	0.067	2.03	0.0045	918.09
31	30	1.13	0.053	1.58	0.00278	900
32	28	1.09	0.039	1.09	0.00151	784
33	23	1.06	0.026	0.588	0.00065	529
34	22.8	1.03	0.013	0.287	0.000158	519.84
SUMA	2,084.1	144.14	14.03	1,196.84	10.4	154,176.39

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, para dar forma a dicho proceso estadístico y obtener los coeficientes que acompañan a las variables “A” y “B” de la ecuación (2) mencionada anteriormente y así poder llegar a la ecuación buscada de PTr; se obtienen los valores de los parámetros de ajuste covarianza (S_{xy}) como se muestra en la ecuación (29) y la varianza de las “x” (S_x^2) mediante la ecuación (30), así como B y A, los cuales se calculan según la ecuación (31) y (32) respectivamente. Los valores obtenidos son resultado de la Tabla 16.

$$S_{xy} = \frac{1}{n} [\Sigma P (\log Tr)] - \left(\frac{\Sigma \log Tr}{n} \right) \left(\frac{\Sigma P}{n} \right) \quad (29)$$

$$S_{xy} = \frac{1}{34} (1196.84) - \left(\frac{14.03}{34} \right) \left(\frac{2084.1}{34} \right) = 9.91$$

$$S_x^2 = \frac{\Sigma (\log Tr)^2}{n} - \left(\frac{\Sigma \log Tr}{n} \right)^2 \quad (30)$$

$$S_x^2 = \frac{10.40}{34} - \left(\frac{14.03}{34} \right)^2 = 0.136$$

$$B = m = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad (31)$$

$$B = m = \frac{9.91}{0.136} = 73.06$$

$$A = b = \left(\frac{\Sigma P}{n} \right) - B \left(\frac{\Sigma \log Tr}{n} \right) \quad (32)$$

$$A = b = \left(\frac{2084.1}{34} \right) - 73.06 \left(\frac{14.03}{34} \right) = 31.15$$

Por lo tanto la ecuación (33) buscada es:

$$P_{Tr} = 31.15 + 73.06 (\log Tr) \quad (33)$$

Partiendo de las ecuaciones previas, una vez resueltas, se obtienen las lluvias máximas diarias en 2 años para posteriormente dibujar las curvas P-d-Tr, por lo que se obtiene la ecuación (34):

$$P_2 = 31.15 + 73.06 (\log 2) = 53.15 \text{ mm} \quad (34)$$

Éste valor es corregido por el intervalo fijo de observación, por lo que se debe multiplicar por 1.13 (Campos, 1984), y así se convierte en el valor requerido de lluvia máxima en 24 horas para ese respectivo Tr, obteniendo la ecuación (35).

$$P_2 = (53.15 \text{ mm})(1.13) = 60.06 \text{ mm} \quad (35)$$

6.2 Valores según Curvas Precipitación – Duración – Período de retorno

Una vez aplicado el procedimiento descrito en la metodología en el inciso 5.8, llegamos a obtener la Tabla 19 con los valores de las magnitudes de las lluvias para posteriormente graficarlos, obteniendo la fig. 19 con las curvas P-d-Tr.

Tabla 19. Magnitudes de lluvias para definir las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno.

Periodo de retorno (años)	Duraciones (minutos)							
	5	10	20	40	60	100	120	1440 (24 horas)
2	10.05	15.04	20.98	28.04	32.6	39.47	42.07	67.35
5	13.27	19.86	27.69	37.02	43.27	52.1	55.53	92.38
10	15.7	23.49	32.8	43.8	51.2	61.65	65.71	121.93
20	18.12	27.14	37.85	50.59	59.13	71.2	75.9	166.64
25	18.91	28.31	39.48	52.77	61.68	74.27	79.17	173.84
50	21.34	31.95	44.56	59.56	69.6	83.82	89.35	196.19

Fuente: Elaboración propia

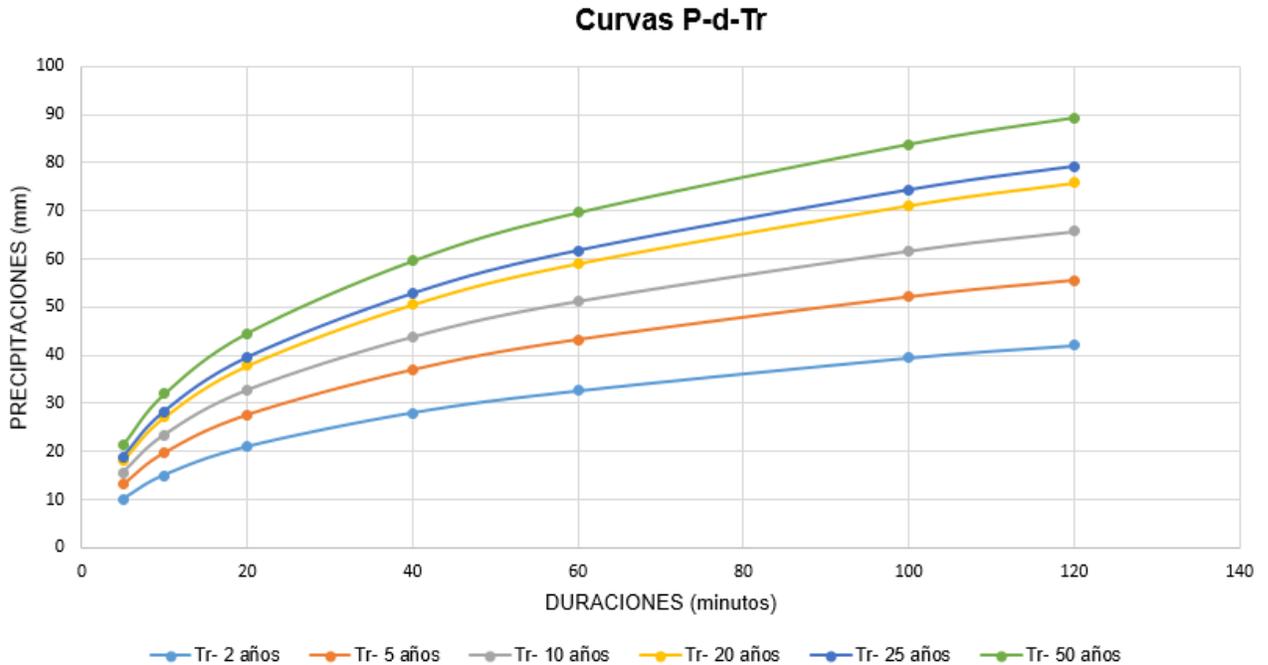


Fig. 37 Curvas de precipitación, duración y periodo de retorno
Fuente: Elaboración propia

6.3 Número de escurrimiento N

Al analizar la micro-cuenca Ce1 se distinguen tres distintos tipos de uso de suelo. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como áreas comerciales (tabla 20). El número N ponderado resultó $N = 93.8$, el cual fue obtenido sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca. En el anexo III se observa el cálculo para cada micro-cuenca

Tabla 20. Cálculo del número N

Uso	Área (m ²)	N	Área*N (m ²)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% del área)	20,528.46	86	176,5447.13
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	36,951.22	98	3,621,219.46
Áreas comerciales	24,634.15	94	2,315,609.72

Fuente: Elaboración propia

6.4 Coeficiente de escurrimiento C

Cálculo coeficiente C, método 1

De acuerdo a los lineamientos, en la cuenca Ce1 se encuentran tres tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la tabla 21 se obtiene el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca., el cual resultó $C = 0.72$. En el anexo IV se incluye el cálculo para cada micro-cuenca.

Tabla 21. Cálculo coeficiente C, método 1

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques y cementerios	20,528.46	0.17	3,489.84
Calles o pavimentos	26,951.22	0.90	33,256.1
Techos	24,634.15	0.90	22,170.73

Fuente: Elaboración propia

Cálculo coeficiente C, método 2

En la cuenca externa Ce1, se encuentran el uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y de concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la tabla 22 entre el área total de dicha cuenca, obteniendo un valor ponderado de $C = 0.71$. En el anexo V puede verse el cálculo para cada micro-cuenca.

Tabla 22. Cálculo coeficiente C, método 2

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	20,528.46	0.37	7,595.53
Superficie asfáltica	36,951.22	0.81	29,930.49
Concreto y/o azoteas	24,634.15	0.83	20,446.34

Fuente: Elaboración propia

En seguida se anota un resumen (Tabla 23) de los valores que resultan para el número de escurrimiento y coeficiente C para cada una de las micro-cuencas:

Tabla 23. Resumen del número N y coeficiente C

Cuenca	Área (m2)	Número N ponderado	Coeficiente C ponderado. M1	Coeficiente C ponderado. M2
Ce1	82 113.82	93.8	0.7175	0.706
Ce2	3 779.33	98.0	0.90	0.810
Ce3	4 094.09	98.0	0.90	0.810
Ci1	28 611.21	90.8	0.462	0.549
Ci2	11 062.43	93.2	0.608	0.64
Ci3	19 891.42	95.6	0.754	0.732
Ci4	58 881.83	93.3	0.7175	0.692
Ci5	13 794.03	94.2	0.757	0.721
Ci6	96 11.53	87.6	0.498	0.537
Ci7	40 582.82	86.6	0.462	0.51
Ci8	43 722.04	89.0	0.352	0.484
Ci9	81 663.72	86.03	0.440	0.494

Fuente: elaboración propia

6.5 Tiempo de concentración de cada micro-cuenca

Aplicando las fórmulas de la Agencia Federal de Aviación (AFA) y Soil Conservation Service (SCS), en cada microcuenca y posteriormente realizando un promedio de ambas, se llega a la obtención de la tabla 24 y tabla 25. El número N aplica en el método del SCS.

Tabla 24. Tiempo de Concentración de micro-cuencas externas

Cuenca	A(m2)	Lc (m)	Sc	N	C MET2	Tc con AFA C MET 2 (min)	Tc con SCS (min)	Promedio Tc (min)
Ce1	82113.82	121.523	0.00165	93.8	0.706	25.783	22.196	23.989
Ce2	3779.33	216.08	0.00435	98	0.81	18.344	17.325	17.834
Ce3	4094.09	81.31	0.00209	98	0.81	14.369	11.443	12.906

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Tiempo de Concentración de micro-cuencas internas

Cuenca	A(m ²)	Lc (m)	Sc	N	C MET2	Tc Agencia federal de aviación C MET 2 (min)	Tc Soil Conservation Service (min)	Promedio Tc (min)
Ci1	28611.21	254.78	0.00560	90.8	0.549	34.783	24.953	29.868
Ci2	11062.43	87.49	0.00122	93.2	0.64	28.271	20.447	24.359
Ci3	19891.42	303.09	0.00298	95.6	0.732	31.251	31.377	31.314
Ci4	58881.83	367.09	0.00519	93.25	0.6915	31.746	31.140	31.443
Ci5	13794.03	158.64	0.01039	94.2	0.721	15.365	10.748	13.056
Ci6	96111.53	181.87	0.00678	87.55	0.5371	28.146	19.684	23.915
Ci7	40582.82	213.74	0.00417	86.6	0.51	37.627	29.618	33.622
Ci8	43722.04	168.16	0.01105	89	0.484	25.191	13.709	19.451
Ci9	81663.72	143.83	0.01060	86.03	0.4947	23.206	13.811	18.508

Fuente: Elaboración propia

6.6 Intensidad de la lluvia

La intensidad de la lluvia se obtiene de las curvas P-d-Tr para el periodo de retorno de 10 años con la precipitación respectiva y la duración de la tormenta (Tc) correspondiente. Se anexa tabla 26 con valores del Tc según el periodo de retorno necesario para nuestro proyecto.

Tabla 26. Intensidades de micro-cuencas para periodo de retorno igual a 10 años

Tr 10 años						
Cuenca	Tc Promedio Agencia Federal de Aviación y Soil Conservation	P (mm)	d (min)	i (mm/min)	i (mm/hr)	Área (km ²)
Ce1	23.989	35	23.989	1.459	87.539	0.08211
Ce2	17.834	30	17.834	1.682	100.929	0.00378
Ce3	12.906	25	12.906	1.937	116.223	0.00409
Ci1	29.868	37.5	29.868	1.256	75.332	0.02861

Ci2	24.359	35	24.359	1.437	86.210	0.01106
Ci3	31.314	39	31.314	1.245	74.727	0.01989
Ci4	31.443	39	31.443	1.240	74.420	0.05888
Ci5	13.056	25	13.056	1.915	114.885	0.01379
Ci6	23.915	35	23.915	1.463	87.809	0.09611
Ci7	33.622	40	33.622	1.189	71.381	0.04058
Ci8	19.451	32	19.451	1.645	98.712	0.04372
Ci9	18.508	31.75	18.508	1.715	102.927	0.08166

Fuente: Elaboración propia

6.7 Método Racional para gastos de micro-cuencas

Para obtener el gasto de las 12 micro-cuencas de la zona de estudio, se utilizó la ecuación (36):

$$Q = 0.2778 * C * i * A \quad (36)$$

En el caso del Coeficiente de escurrimiento, se utilizaron los resultados del método 2 por conveniencia en el proyecto, y el período de retorno de 10 años.

Para Ce1:

Para la micro-cuenca Ce1, se tienen los siguientes datos:

- Área de la cuenca (A): 0.08211 km²
- Coeficiente de escurrimiento (C): 0.706
- Intensidad de lluvia (i): 87.539 mm/h

$$Q = 0.2778 (0.706) (87.539 \text{ mm/h}) (0.08211 \text{ km}^2)$$

$$Q = 1.409 \text{ m}^3/\text{s}$$

Siguiendo este procedimiento con el resto de las microcuencas se obtiene el caudal (Q) para todas las microcuencas y puede verse en la tabla 27.

Tabla 27. Gasto máximo para período de retorno igual a 10 años

Tr 10 años				
Q = 0.2778 C i A				
Cuenca	Coefficiente C	I (mm/hr)	A (km²)	Q (m³/s)
Ce1	0.706	87.539	0.08211	1.409
Ce2	0.81	100.929	0.00378	0.0858
Ce3	0.81	116.223	0.00409	0.1070
Ci1	0.549	75.332	0.02861	0.3287
Ci2	0.64	86.210	0.01106	0.1696
Ci3	0.732	74.727	0.01989	0.3023
Ci4	0.6915	74.420	0.05888	0.8418
Ci5	0.721	114.885	0.01379	0.3174
Ci6	0.5371	87.809	0.09611	1.2592
Ci7	0.51	71.381	0.04058	0.4101
Ci8	0.484	98.712	0.04372	0.5803
Ci9	0.4947	102.927	0.08166	1.155

Fuente: Elaboración propia

6.8 Diámetros de tuberías para sistema de drenaje pluvial

La tabla siguiente muestra el resultado

Tabla 28. Diámetros para tuberías de sistema de drenaje pluvial

Tramo	Cuencas de influencia	Sumatoria de gastos (m3/S)	Diámetro de tubería según ecuación	Diámetro comercial propuesto (m)
P1-P5	Ce1	1.409	0.786	0.91
P2-P3	Ci2, Ci3, Ce2	0.558	0.504	0.61
P3-P4	Ci4, Ce3	0.949	0.793	0.91
P4-P6	Ci5	0.317	1.095	1.22

P6-VERTIDO FINAL	Ci5	0.317	1.095	1.22
P5-P4	Ci1	0.329	0.759	0.91

Fuente: Elaboración propia

6.9 Velocidades en tuberías de sistema de drenaje pluvial

El flujo de agua en las tuberías debe presentarse cumpliendo con los valores mínimos y máximos de la velocidad de agua en la tubería, el resultado fue aceptable y se muestra en la tabla 29 siguiente:

Tabla 29. Velocidades en red de alcantarillado pluvial

Tramo	Cuencas de influencia	Sumatoria de gastos (m³/s)	Diámetro comercial propuesto (m)	Ángulo	Yn (m)	Rh (m)	Velocidad (m/s)
P1-P5	Ce1	1.409	0.91	4.4791	0.7371	0.2769	3.66
P2-P3	Ci2, Ci3, Ce2	0.558	0.61	4.4792	0.4941	0.1856	3.62
P3-P4	Ci4, Ce3	0.949	0.91	4.4793	0.7371	0.2769	3.81
P4-P6	Ci5	0.317	1.22	4.4794	0.9882	0.3712	4.97
P6- P Fin	Ci5	0.317	1.22	4.4795	0.9882	0.3712	4.97
P5-P4	Ci1	0.329	0.91	4.4796	0.7371	0.2769	4.95

Fuente: Elaboración propia

6.10 Localización y tipo de rejillas del sistema de drenaje pluvial

El sentido del flujo del agua en las calles del interior del campus dentro de los límites previamente establecidos es el que se muestra en la figura 38 siguiente:

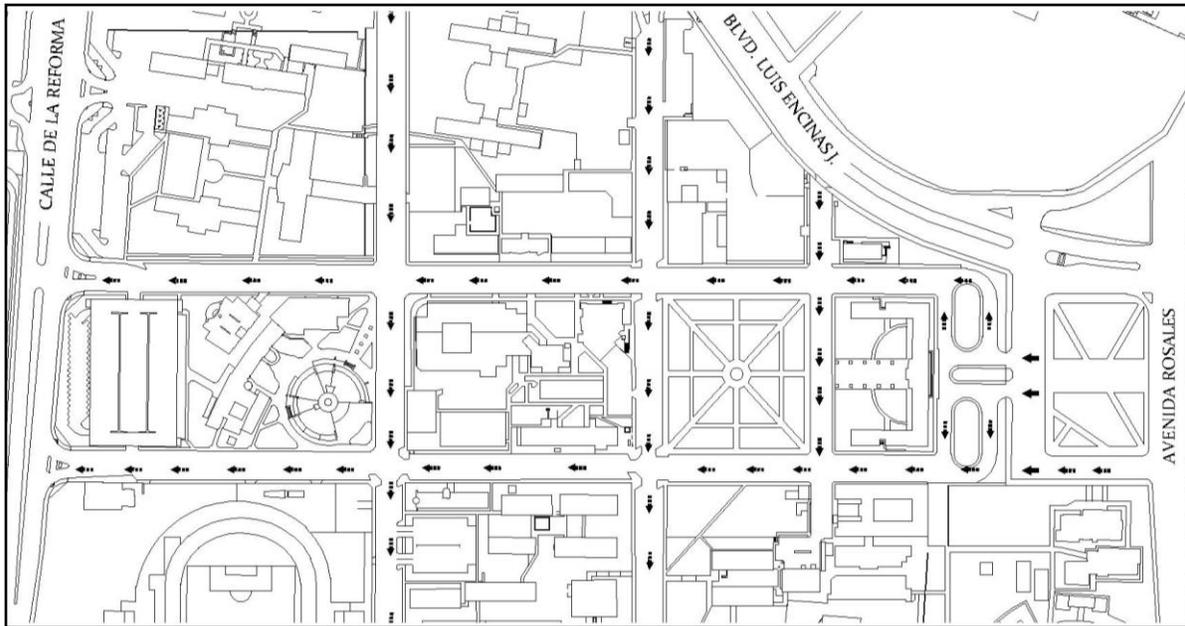


Fig. 38 sentido del flujo del agua pluvial en las calles del campus universitario

Fuente: elaboración propia

Como ya se ha visto, el caudal de agua (Q) generado por la microcuenca Ce1, resultó de $Q = 1.4 \text{ m}^3/\text{seg}$, siendo este el valor más alto de todos. Para captar este gasto se ha propuesto una rejilla transversal tipo Irving (figura 39) de longitud $L = 2.20 \text{ m}$, y ancho $b = 0.86 \text{ m}$., pero que tiene una área de aberturas $A = 1.064 \text{ m}^2$, misma que se conectará al Pozo P1 dl cual parte el agua pluvial hacia la red de tuberías.

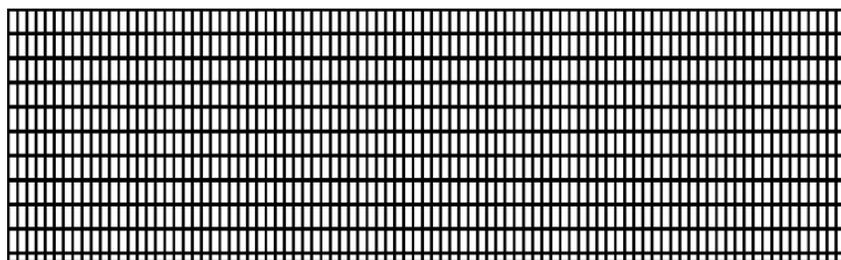


Fig. 39 Rejilla tipo Irving para la conexión con el Pozo 1

Fuente: González y García (2013).

De la ecuación (21) de Izzard, utilizando una pendiente longitudinal $S = 0.006$, y pendiente transversal del 2%, así como la rugosidad de Manning $n = 0.016$, y un ancho de calle de 10 metros, resultó un tirante (d) del agua para el punto en la rejilla $d = 0.21 \text{ metros}$.

El ancho específico de una sección de calle en la cual se propone esta rejilla es de 5 metros, (ver plano respectivo) por lo que, resultan 2.3 tramos de esta rejilla para cubrir el espacio de captación del agua pluvial en ese punto perimetral y de acceso peatonal al campus.

Del caudal (Q) que capta dicha rejilla, éste se determinó en operación como vertedor usando (Ec. 19), considerando el área de aberturas para los tramos obtenidos, resultando:

- Funcionamiento como vertedor: $Q = 0.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Este valor es más conservador que haber considerado el funcionamiento como orificio pues el gasto de captación hubiese sido más sobrado y exagerado, $Q = 2.9 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Sin embargo, la eficiencia con la que trabajan las rejillas son de alrededor del 50%, por lo que, se consideró que el caudal Q real a captar resultó, $Q = 0.41 \text{ m}^3/\text{s.}$ Lo cual significa que del caudal que llega a ese punto debido a esa microcuenca y restarle el caudal real que capta esa rejilla, todavía se tendrá un flujo de agua hacia el interior del campus con un caudal de $0.99 \text{ m}^3/\text{seg.}$, al cual habrá de sumarse el gasto que produce la microcuenca interna Ci1, $Q = 0.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Resultando un Q a captar sobre la avenida Universidad hasta la intersección con la calle De la Sabiduría integrado en un caudal de $Q = 1.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$; mismo que se propuso captarlo con una serie de bocas de tormenta de tipo lateral (banqueta o guarnición) y del tipo combinado en ese tramo.

De manera que el caudal captado en una boca de tormenta del tipo guarnición en un punto antes de la intersección con la Ave. Universidad y C. De la Cultura, ubicadas en un punto central a la altura media del edificio principal de rectoría y del Dpto. de Letras y Lingüística. En este tramo el tirante de agua en el punto de la coladera resultó, $d = 0.20 \text{ m.}$, y al considerar una longitud de abertura en la guarnición de $L = 0.80 \text{ m.}$ con altura de guarnición $a = 0.20 \text{ m.}$, al verificar su funcionamiento resultó ser como Orificio. Por lo que, el caudal que puede captar fue de $Q = 0.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Pero considerando que son dos bocas de tormenta de tipo banqueta o guarnición, una por cada lado de dicha avenida en ese tramo mencionado, la suma es, $Q = 0.36 \text{ m}^3/\text{seg.}$ En estos tipos de boca de tormenta la eficiencia suele ser cercano al 90%., por lo que el caudal real captado es $Q = 0.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Así entonces, el flujo de agua continua después de esa intersección con un caudal restante de $Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el cual se buscó captar prácticamente la mayor parte en los siguientes; el tramo de la Avenida Universidad entre las calles De la Cultura y De la Sabiduría con bocas de tormenta del tipo combinada, considerando una pendiente longitudinal $S = 0.005$. En este nuevo tramo el tirante del agua en el punto de la coladera fue $d = 0.19 \text{ m.}$ por lo que su funcionamiento será del tipo Orificio, y el caudal que captará una boca de tormenta tipo combinada fue $Q = 0.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$ pero se consideran dos una de cada lado de la calle central en el tramo de la plaza y otra frente a ella; resultando un caudal a colectar en el tramo respectivo de $Q = 0.68 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El caudal que resta es $Q = 0.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$ pero al sumar el caudal que se genera en la salida de la microcuenca Ci5 de $Q = 0.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$, resulta caudal a colectar en dicho tramo de $Q = 0.64 \text{ m}^3/\text{seg.}$ el cual ya puede colectarse completamente en el tramo de Ave. Universidad entre calle De la Sabiduría y Del Conocimiento en donde se tiene una pendiente longitudinal $S = 0.011$, resulta un tirante de agua en el punto de la coladera de $d = 0.14 \text{ m.}$

Para captar dicho caudal se ha propuesto dos pares de boca de tormenta tipo combinada separadas en una longitud de 50 metros en el sentido longitudinal, esto es para lograr abatir el problema de inundación en ese tramo de la calle, con lo cual se garantiza la captación de prácticamente el 100% del escurrimiento pluvial que todavía fluiría en ese tramo, y otros adicionales por contingencia de eventos de precipitaciones extremas.

Por otro lado, el escurrimiento de agua pluvial en la avenida Sonora que ocurre es menor a los resultantes que descargan en la ave Universidad, esto es debido a su situación del área que drenan esas microcuencas y de los niveles topográficos de dicho sector universitario. Por lo que, la distribución de bocas de tormenta y de rejillas de captación del agua pluvial que resultan se muestran en el diagrama mapa de las principales calles del campus que se ilustra en la figura 40 de la página siguiente.

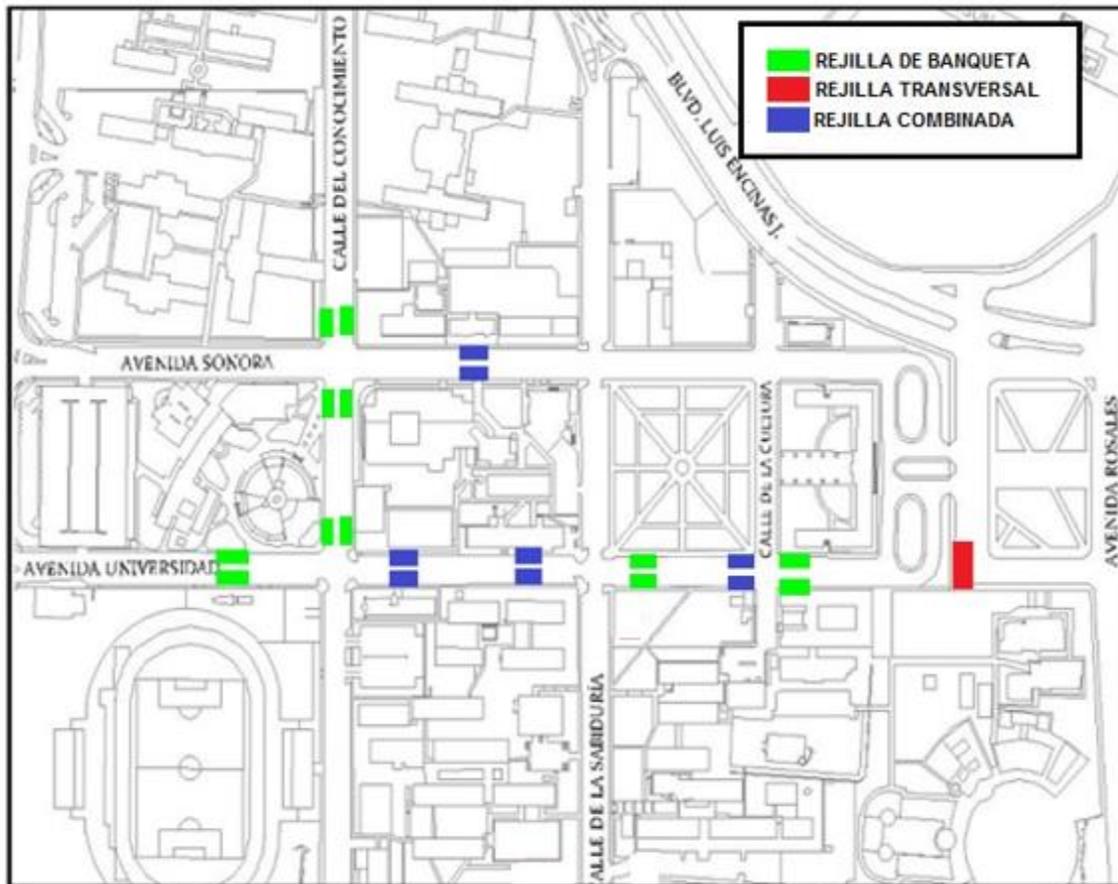


Fig. 40 Ubicación de rejillas de captación de agua y bocas de tormenta propuestas en campus universitario
Fuente: elaboración propia

6.11 Del uso sustentable del agua pluvial

El agua pluvial captada por el sistema de drenaje definido en el diseño, se integra y colecta finalmente en la caja derivadora ya descrita en el numeral 5.13, de donde pasará al canal de tierra que la conducirá en un recorrido interno perimetral (también ya descrito) para provocar la infiltración al subsuelo mediante una serie de pozos de infiltración buscando una recarga vertical hacia el agua subterránea circundante en la zona.

El proceso de cálculo hidráulico del canal (tabla 30) para el tirante normal (d) del agua resultó un valor $d = 0.93$ metros, ya que esto hace cumplir la parte que corresponde del valor 1.48 que se genera en ecuación de Manning (37) descrita anteriormente:

$$\frac{Q n}{\sqrt{S}} = 1.48 \quad (37)$$

Tabla 30. Resumen del cálculo de tirante (d) del agua

Tirante d (m)	Área (m ²)	Pm (m)	RH (m)	ARH ^{2/3} (m)
1.00	2.5	4.61	0.5423	1.66
1.30	3.84	5.69	0.6748	2.95
0.80	1.76	3.88	0.4540	1.04
0.90	2.12	4.25	0.4988	1.33
0.92	2.19	4.32	0.5069	1.40
0.93	2.33	4.35	0.5356	1.53

Fuente: elaboración propia

Las dimensiones son: b = 1.0 m., d = 0.93 m., S = 0.004, talud z = 1.5, y B.L. = 0.15 m

Utilizando la ecuación general de Manning la velocidad media de flujo del agua resultó tener un valor aceptable de V = 1.3 m/seg., el cual es menor a 1.5 m/seg del máximo especificado en canales de tierra en terrenos arcillosos, siendo prácticamente un flujo lento.

El cumplimiento de la velocidad permite inferir que el funcionamiento en flujo uniforme es adecuado. Una verificación adicional es mediante la obtención del tipo e flujo de acuerdo a la energía específica que lleva el agua en el canal. En esta revisión se verificó que se presenta un flujo subcrítico en el canal, lo cual es aceptable ya que el valor obtenido para el tirante crítico (dc) resultó con un valor dc = 0.70 m. cumpliéndose la condición dc < d para lo cual se garantiza el flujo subcrítico (flujo lento) del agua en el canal.

Las dimensiones del canal para la conducción del agua pluvial en un tramo perimetral al interior del campus resultó como se muestra en la figura 41:

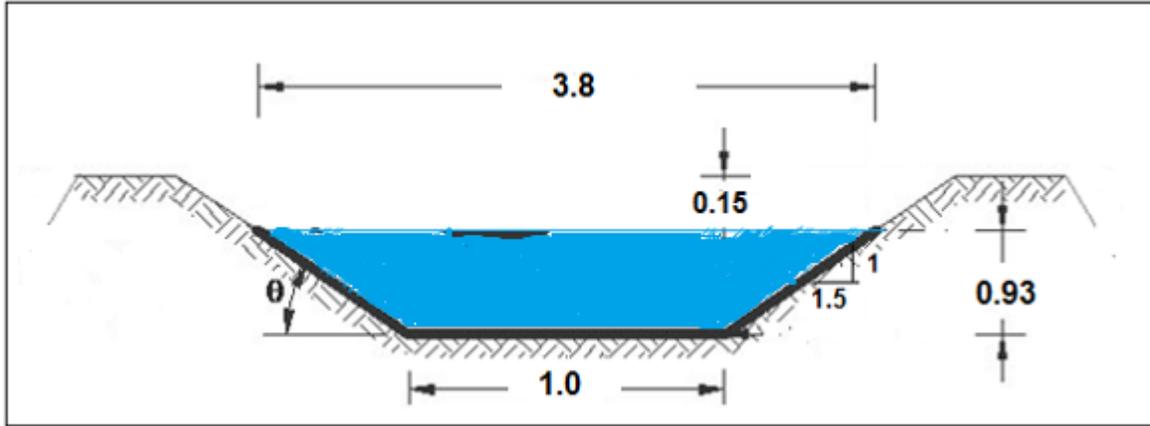


Fig. 41 Dimensiones del canal de tierra
Fuente: elaboración propia

Mientras que la conexión del canal como elemento de salida que recibe el agua recolectada a través de la caja derivadora mediante el tubo que descarga el agua en una pequeña zanja provista de materiales pétreos (arena, grava y boleó), puede verse en la figura 42:

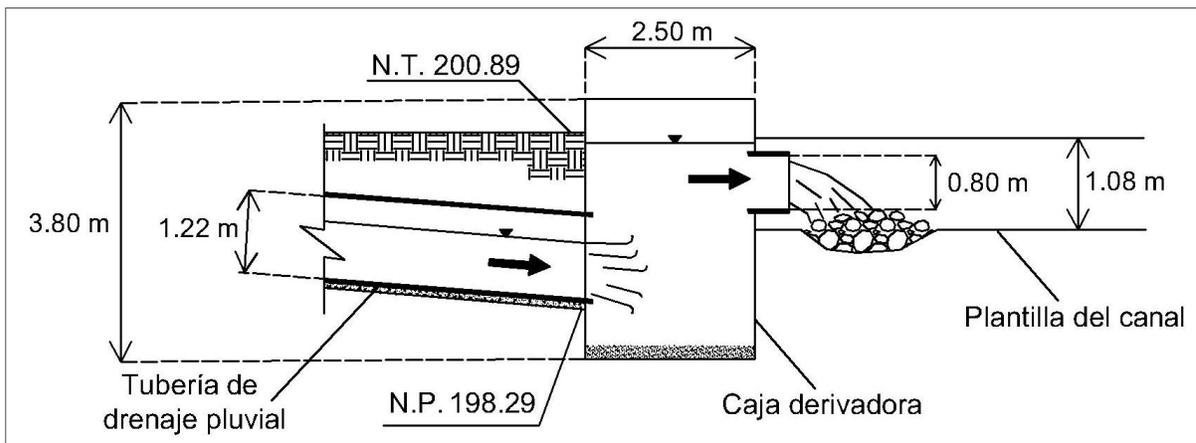


Fig. 42 Detalles de Caja derivadora y sus elementos de entrada y salida

Fuente: elaboración propia

Respecto al preciso uso sustentable del agua, particularmente los pozos recibirán el agua pluvial que conduce el canal de sección trapezoidal, ya que los pozos están conectados directamente con el canal por medio de una pequeña zanja de infiltración del mismo ancho de la plantilla del canal ($b = 1$ m) existiendo previamente un filtro de arena en la plantilla de conexión, lo cual puede verse en las figura 43 y 44.

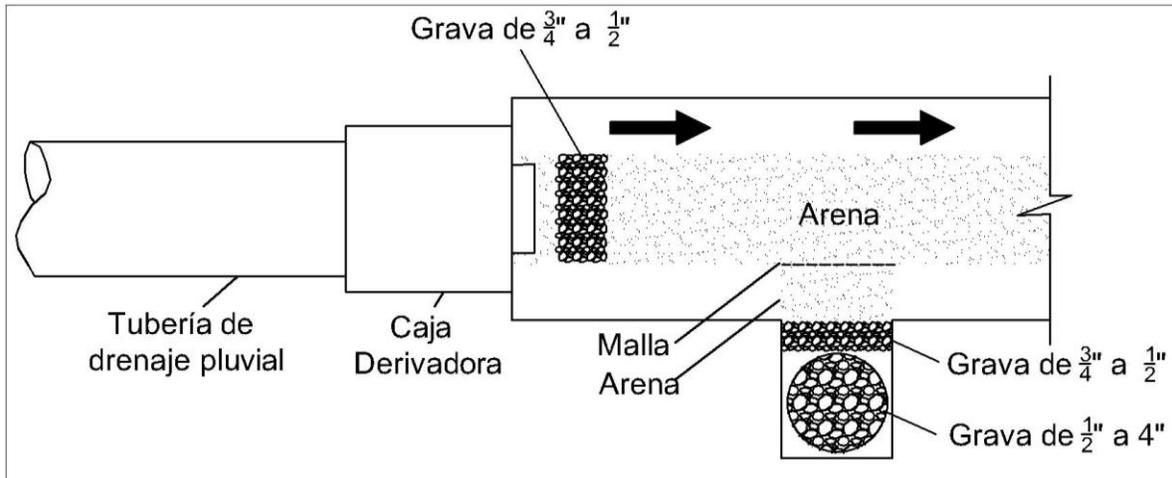


Fig. 43 Planta de elementos: caja, canal, zanja y primer pozo de infiltración
 Fuente: elaboración propia

El flujo del agua en el canal se conducirá en n flujo lento, lo cual permitirá favorecer la infiltración al subsuelo mediante el tramo corto de zanja y del pozo de absorción, mismo que de acuerdo a la estratigrafía del terreno en el sitio de proyecto, cada pozo de infiltración tendrá una profundidad de 3.5 a 4.0 metros, de forma cilíndrica con un diámetro de 1.0 m, tal como puede verse en la fig. 44.

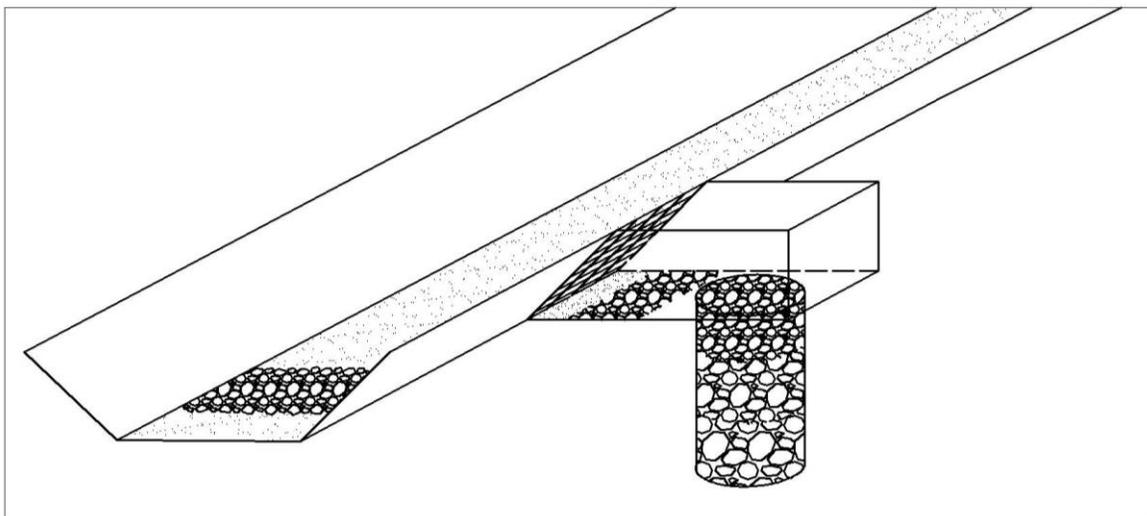


Fig. 44 Perfil de los elementos: canal, zanja y pozo de infiltración
 Fuente: elaboración propia

VII. DISCUSIÓN

El cambio de clima en la región noroeste de Sonora ha agudizado más la ausencia de lluvias y escasez de agua en general en la zona donde se localiza el presente estudio. Sin embargo, la ocurrencia de precipitaciones pluviales del tipo torrencial son las que más abundan y afectan a la zona urbana de Hermosillo. Cuando ocurre este tipo de fenómeno meteorológico es a través de precipitaciones intensas y de corta duración, afectando seriamente la urbe por la esorrentía pluvial en las calles de la ciudad provocando problemas a los peatones y al parque vehicular.

En particular este tipo de fenómeno meteorológico afecta la cotidianidad del campus Hermosillo de la Universidad de Sonora, pues debido a dichas tormentas el escurrimiento del agua pluvial interrumpe seriamente el desplazamiento peatonal de los universitarios al interior del campus; siendo lo más serio de este suceso es que el agua pluvial se desperdicia pues no se le da un uso que favorezca la sostenibilidad del recurso hídrico.

La metodología propuesta considera elementos hidrológicos e hidráulicos integrados en el ámbito de uso sustentable del agua pluvial.

En el proceso estadístico se consideraron lluvias máximas en 24 horas, anuales registradas en la estación meteorológica Central operada por CONAGUA. La serie anual de datos fue de 34 años de registro (periodo 1982 a 2015). De esas lluvias máximas históricas los datos más pequeños fue 23 mm del año 1998, de 28 mm en 2008, y 30 mm en 2004; y los datos máximos registrados fueron 110 mm en 1988, de 106 mm en 1986, y 103 en el año 2015. el resto fueron datos intermedios.

El caso de estudio no permitió analizar el área de estudio en una sola cuenca, por lo que se analizó la situación del escurrimiento mediante la identificación de las microcuencas que intervienen e inciden en el escurrimiento de agua hacia el campus universitario, habiendo identificado a 12 microcuencas de las cuales 9 de ellas son internas y 3 microcuencas se denominaron externas.

El estudio de aprovechamiento de agua de lluvia para el Campus de la Universidad Javeriana en Bogotá, fue mediante análisis a través de microcuencas, para proponer

construir diferentes tanques y redes que lograran ser operadas por sistemas a gravedad, sin afectar los espacios de uso público existentes en el campus (Torres y otros, 2012).

El caudal ($1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$) fue el de más alto valor para el periodo de retorno establecido para 10 años con el funcionamiento de la microcuenca externa Ce1 con su área de escurrimiento de 0.082 Km^2 y la tormenta de diseño con intensidad de 87.5 mm/hr para la duración de la misma de 24 minutos. El caudal de la microcuenca interna Ci6 resultó de $1.2 \text{ m}^3/\text{seg}$; sin embargo, este caudal no participó en la red de drenaje pluvial ya que la descarga final en la salida de dicha microcuenca fluye por la Calle De La Sabiduría hacia la Ave. Colosio de la ciudad, aunque parte de este escurrimiento de agua se queda atrapado en las áreas verdes de los departamentos de Geología, Física y áreas adyacentes.

El periodo de retorno de 10 años especificado en el presente estudios está fundamentado en la norma vigente en México. Haber Considerado un periodo de retorno mayor implicaría resultados más altos de precipitación pluvial e intensidad generando caudales superiores a los que se reportaron en este análisis. Por ejemplo, para el periodo $T_r = 20$ años en la microcuenca externa Ce1 en lugar de tener un caudal de $1.4 \text{ m}^3/\text{seg}$, se hubiese reportado un caudal de $1.61 \text{ m}^3/\text{s}$, ocasionando esto un sistema de tuberías en el drenaje pluvial de mayores diámetros, y con tendencia a incluir elementos hidráulicos de refuerzo ocasionando un sistema sobrado y poco factible desde el punto de vista económico.

La conducción del agua pluvial captada a través del sistema de coladeras en la red de tuberías del drenaje pluvial fue más accesible y versátil proponer tubería de Policloruro de Vinilo (PVC) con los conectores para unir los respectivos tramos, y facilidad de conexión en los pozos de visita; además de facilidad para recibir en el lomo superior del tubo cada tubería que colecta el agua en las cajas receptoras del agua que ingresa por las coladeras y bocas de tormenta. Por lo que, no fue necesario diseñar canales rectangulares de concreto reforzado para formar la red de drenaje, ni tampoco en la conducción principal por la avenida Universidad. El sistema se compone básicamente de dos partes. La primera es la red de tuberías para colectar el agua que escurre e ingresa al campus universitario; la segunda se refiere al aprovechamiento del agua pluvial mediante una serie de pozos de infiltración separados a cada 25 metros al interior del campus perimetralmente en una sección que colinda paralelo a la avenida reforma y de la avenida Colosio de la ciudad.

Una alternativa que no fue analizada por considerarla poco viable por falta de espacio y terreno en el campus, fue el diseño de tanques de almacenamiento (cisterna) o reservorios para alojar el agua pluvial y proponer dar un uso posterior al agua almacenada; sin embargo esta opción puede ser analizada en un futuro ya que es posible y factible conectarla e integrarla al sistema de conducción del agua propuesto en el presente estudio.

Del Modelo y su validez

El modelo de drenaje pluvial sustentable obtenido para el campus universitario dentro de los límites establecidos inicialmente garantiza el aprovechamiento sustentable del agua, consistiendo básicamente en recibir el agua captada por el sistema de la red de tuberías redirigirla hacia el área propuesta filtrándola al subsuelo. Su desarrollo se basa en lo siguiente: en principio se identifican las lluvias máximas diarias anuales para realizar el proceso estadístico y obtener las precipitaciones máximas para el periodo de retorno de 10 años, en seguida se involucran las elevaciones topográficas del área urbana de afectación para definir las microcuencas de influencia en la zona de estudio y sus características básicas junto con las posibilidades de duraciones de la tormenta a través del tiempo de concentración de cada microcuenca, lo cual permite elaborar y presentar las curvas P-d-Tr para la estación climatológica representativa del área de estudio. Las bases descritas permiten abordar la primera parte del modelo a definir y diseñar el sistema de drenaje pluvial con todos sus elementos para coleccionar el agua pluvial que escurre en el campus universitario. La segunda etapa integrada a la primera (figura 45), conduce el agua pluvial en un recorrido a superficie libre mediante un canal trapecial el cual en su paso de trayectoria entrega el agua al sistema de pozos de infiltración, mismos que tienen el propósito de infiltrar el agua hacia el subsuelo, y que a partir de ahí se genera la filtración natural para en su caso, logre recargar al agua subterránea del manto acuífero de la zona.

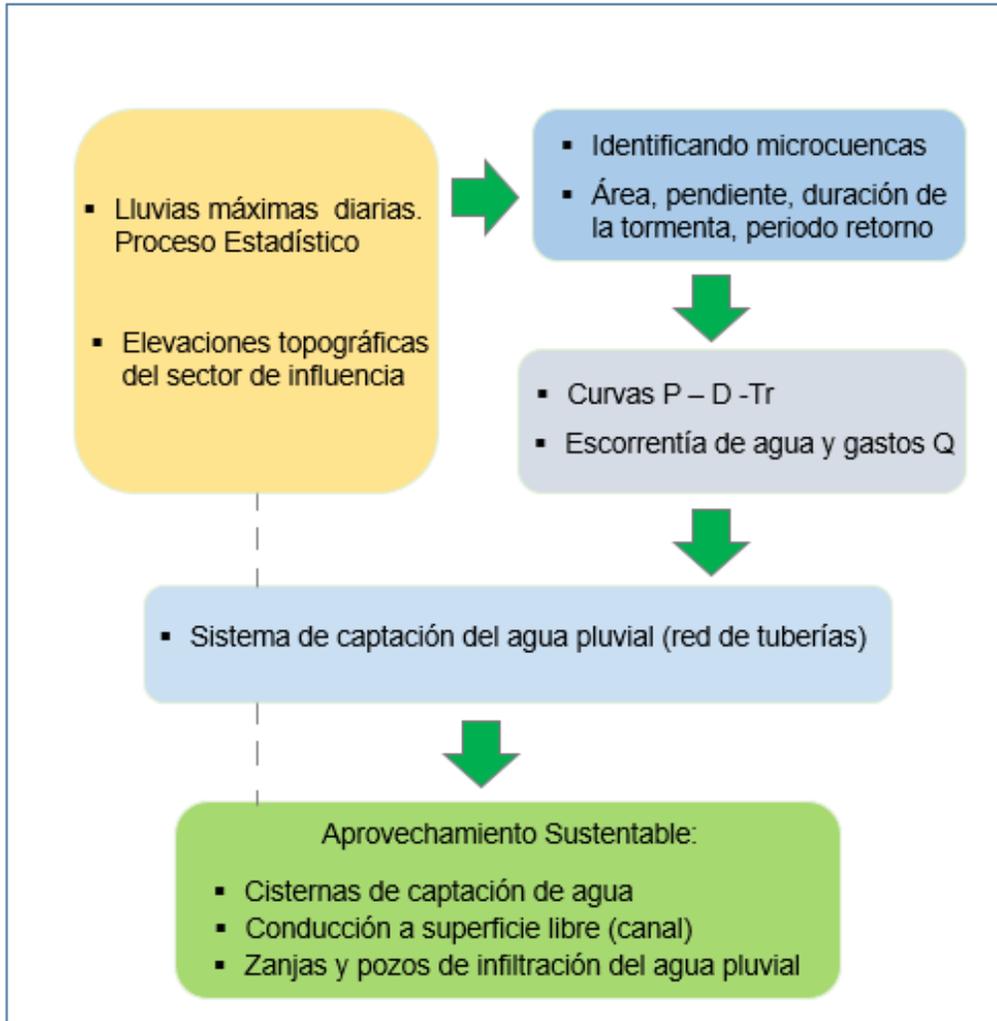


Fig. 45 Modelo de drenaje pluvial sustentable para el campus universitario
Fuente. Elaboración propia

VIII. CONCLUSIONES

La ciudad de Hermosillo ha padecido en varias ocasiones de escasez de agua para uso urbano doméstico, público y comercial fundamentalmente, ha padecido varias crisis por la ausencia del recurso hídrico. Sin embargo, no existe precedente alguno que utilice la metodología presentada en el presente estudio y que de manera integral en una zona determinada del área urbana se favorezca el uso sustentable del agua como una medida más respetuosa con el medio ambiente. Hay evidencia de que en tiempos recientes y en otras décadas el agua pluvial excedente ha causado inundaciones que afectan de manera significativa a los hogares que se ubican en zonas topográficas bajas de la ciudad, en otros casos también todo el centro de la ciudad lugar en donde se localiza el área del presente estudio; y en otras ocasiones el agua que llegó a desfogar la presa Abelardo L. Rodríguez ubicada a escasos 500 metros de la zona urbana, prácticamente el flujo de agua por el río sonora aguas debajo de dicha presa se aproximó a la zona costera del municipio de Hermosillo.

El estudio que se presenta que no tiene precedente en la Universidad de Sonora la cual es una Institución de Educación Superior que posee la mayor población laboral y estudiantil, ni en el municipio de Hermosillo se ha visto proyecto similar: Esta metodología puede ser un sistema piloto para que otros campus de la Universidad puedan retomar el modelo de aprovechamiento sustentable del agua considerando sus propias características del sitio en particular.

El drenaje pluvial en el campus universitario de acuerdo al esquema propuesto se conformó para que el agua sea conducida de dos formas distintas, una es superficial por las vialidades, para luego captar el agua mediante los sistemas de rejillas el agua escurrida y pasar a los conductos enterrados que forman la red de tuberías del drenaje pluvial propuesto. Finalmente en la intersección de las vialidades Ave. Universidad y calle Del Conocimiento se recibe prácticamente el mayor volumen de agua que genera un caudal que fluye y se traslada al punto denominado pozo de conexión que permite desviar el flujo de dicha agua hacia la caja derivadora. La otra es mediante un flujo a superficie libre en un canal diseñado para que el agua pluvial recorra un sector del campus y a la vez se infiltre al subsuelo mediante los pozos de infiltración que forman parte del modelo propuesto. En el plano anexo pueden verse todos los elementos del sistema y modelo.

IX. RECOMENDACIONES

Ante la necesidad de aprovechar de manera sostenible el agua pluvial en la Universidad de Sonora, se presenta el presente estudio e investigación, la cual es el primero en su tipo al abordar de manera integral el problema de inundación en las vialidades y de afectación a quienes habitan el campus universitario.

En ese sentido, se recomienda realizar una actualización de los niveles topográficos en las vialidades al interior del campus y en el área urbana exterior que afecta el escurrimiento del agua pluvial. Por otro lado, es importante que se realicen las pruebas de campo y laboratorio necesarias para actualizar la estratigrafía y capacidad de absorción del terreno mediante el conocimiento de la permeabilidad de los estratos en el sector de la ubicación de los pozos de infiltración, para luego poder apreciar de manera certera dicha capacidad en condiciones de saturación del subsuelo.

De igual manera, al retomarse en la Institución el presente estudio es prudente y necesario recomendar que se determinen las cantidades de obra de los elementos que constituye el sistema del modelo propuesto para que en seguida se calcule una presupuestación y programación de las obras que se desprendan de ello, y así conocer el alcance financiero que permita tomar las decisiones a los plazos más convenientes.

Asimismo para una segunda etapa del proceso de infiltración del agua pluvial, podría adecuarse el área de estacionamiento ubicada entre el estadio Castro Servín y el eje del canal de tierra, como un área de estacionamiento con materiales filtrantes. De manera que pueda convertirse en una área verde y de amortiguamiento de la ola de calor, los ruidos y de la contaminación urbana.



Fig. 46 Ejemplos de estacionamientos verdes con materiales filtrantes

Fuente: Google

X. REFERENCIAS

- Abellán García Ana Isabel. 2013. Sistemas de drenaje urbano sostenible: Aplicación práctica a un tramo de la diagonal de Barcelona. Tesis para la defensa de Master en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España. <https://riunet.upv.es/handle/10251/40238> [Consultado el 7 de febrero de 2016].
- Allam, A., Fleifle, A., Tawfik, A., Yoshimura, C., El-Saadi, A. 2015. A simulation-based suitability index of the quality and quantity of agricultural drainage water for reuse in irrigation. *Science of the Total Environment*. 536, pp. 79-90.
- Allam, A., Tawfik, A., Negm, A., Yoshimura, C., Fleifle, A. 2015. Treatment of drainage water containing pharmaceuticals using duckweed (*Lemna gibba*). *International Conference on Technologies and Materials for Renewable Energy, Environment and Sustainability, TMREES 15*. 74, pp. 973-980.
- Aparicio F. 1992. Fundamentos de hidrología de superficie. México D.F. Limusa
- Benzerra, A., Cherrared, M., Chocat, B., Cherqui F., Zekiouk T. 2012 Decision support for sustainable urban drainage system management: A case study of Jijel, Algeria. *Environmental Management*
- Campos-Aranda, D. F. 2010. Intensidades máximas de lluvia para diseño hidrológico urbano en la república mexicana. *Ingeniería Investigación y Tecnología*. (2): 11, pp. 179-188.
- Campos, D., 2010. *Introducción a la Hidrología Urbana*. 2da Edición. San Luis Potosí: Printego.
- Campos, D., 1998. *Procesos del Ciclo Hidrológico*. 3ra Edición. San Luis Potosí: Editorial Universitaria Potosina
- Centro Virtual de Información del Agua. *El Agua*. [Online] (Junio 2015) Disponible en: http://www.agua.org.mx/h2o/index.php?option=com_content&view=category&id=1118&Itemid=300009 [Consultado: 2/XII/2015]. Universidad Politécnica de Valencia, España. <https://riunet.upv.es/handle/10251/40238> [Consultado el 7 de febrero de 2016].
- Chelleri, L., Schuetze, T., Salvati, L. 2015. Integrating resilience with urban sustainability in neglected neighborhoods: Challenges and opportunities of transitioning to decentralized water management in Mexico City. *Habitat International*
- Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. 2007. Manual de Alcantarillado Pluvial. <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/01AlcantarilladoPluvial.pdf> [Consultado el 5 de febrero de 2016].
- Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. 2016. Servicio Meteorológico Nacional. <http://smn.cna.gob.mx/es/> [Consultado el 19 Octubre de 2016].

- Dolz, J., Gómez, M. 1994. Problemas del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores. *Drenaje Urbano*. 1: (1); pp. 55-66.
- Fattorelli, S., Fernandez, P. C. 2011. [e-book] Paris: Asociación italiana de hidrología. Disponible en: <http://www.ina.gov.ar/pdf/Libro_diseno_hidrologico_edicion_digital.pdf> [3/XII/2015].
- Fernández, B., Rivera, P., Montt, J. 2011. Drenaje de aguas lluvia urbanas en zonas semiáridas. ARQ Ensayos y documentos. pp. 64-67. v
- Geyer, F. 1998. *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*. 13ª Edición. Ciudad de México. Noriega.
- Gonçalves, L.; Barbassa, A.; Pereira, T. 2016. El Proyecto Paisajístico como elemento integrador e identificador de técnicas compensatorias de drenaje. I Congreso Internacional Towards Green Cities. Mérida, México.
- Gómez, M., 2007. *Curso de Hidrología Urbana*. 1era Edición. Barcelona: Distribuidora Alfambra de Papelería S.L.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), 2010. Censo de población y vivienda 2010. <http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/proyectos/ccpv/cpv2010/Default.aspx> [Consultado el 08 Enero de 2016].
- Kiely, G. 1999. *Ingeniería Ambiental*. Madrid, España. Mc Graw Hill.
- Lineamientos Técnicos para Factibilidades. 2014. Alcantarillado Pluvial. [pdf]: SIAPA. Disponible en: <http://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_3_alcantarillado_pluvial.pdf> [27/XI/2015].
- Linsley, R. K., & Franzini, J. B. 1964. *Water-resources engineering*. New York, USA McGraw-Hill.
- López-Cualla, R. A. 1999. Diseño de acueductos y alcantarillados. Lugar de publicación. Alfaomega.
- MacCuen, R. H. 2004. *Hydrologic Analysis and Desing*. 3ra Edición. New Jersey. Prentice Hall.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU. 1996. Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos. Guía de diseño <http://www.minvu.cl/opensite_det_20070317115825.aspx> [Consultado el 9 de febrero de 2016].
- Niemczynowicz, J. 1999. Urban hydrology and water management – present and future challenges. *Urban Water*. 1, pp. 1-4.
- Ojeda, A.; Alvarez-Chávez C.R.; Ramos, M.; Soto, F. 201). Determinants of domestic water consumption in Hermosillo, Sonora. *Journal of Cleaner Production*, 142, 1901-1910.

- Perales Momparler S., y Andrés-Doménech, E. 2008. Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: Una alternativa a la gestión del agua de lluvia. Universidad politécnica de Valencia. <http://ovacen.com/wp-content/uploads/2015/05/gestion-del-agua-en-el-planeamiento.pdf> >>[Consultado el 7 de febrero de 2016]
- RCL. 2004. Integrated Stormwater management plan. University of Victoria. Project No. 02-4367. <https://www.uvic.ca/sustainability/assets/docs/policy/integrated-stormwater-management-plan.pdf>, [Consultado el 4 agosto de 2017].
- Rodríguez Bayón J., Rodríguez Hernández J., Gómez-Ullate E., Castro Fresno D. 2008. Sistemas urbanos de drenaje sostenible. SUDS. Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción. Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander. <http://www.caminospaisvasco.com/Profesion/Publicaciones%20de%20nuestros%20colegiados/suds> > [Consultado el 6 de febrero de 2016].
- Rodriguez-Sánchez J. 2013. *Nuevas tendencias en la gestión de drenaje pluvial en una cuenca urbana*. [pdf]. Universidad de la Rioja: Trabajo fin de estudios. Disponible en: < http://biblioteca.unirioja.es/tfe_e/TFE000523.pdf > [Consultado: 2/XII/2015].
- Rosatto, H., Moyano, G., Cazorla, L., Laureda, D., Meyer, M., Gamboa, P., Bargiela, M., Caso, C., Villalba, G., Barrera, D., Pruzzo, L., Rodriguez-Plaza, L., Oliveri, A., Waslavsky, A., Hashimoto, P., Kohan, D. 2015. Cubiertas vegetadas de tipo “extensivo”, eficiencia en la retención en la retención del agua de lluvia de distinto tipo de vegetación implantada. *FCA UNICUYO*. 47(2): 123-134.
- Sánchez, L. A. y Strippoli V., 2009. Modelo hidrológico – hidráulico para evaluar un Sistema de drenaje urbano en zonas planas. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*. (3):30, pp.3-10.
- Sánchez, L. A. 2010. Nueva herramienta para análisis de sistemas de drenaje pluvial urbano. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*. (1): 31, pp. 15-24.
- Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado, SIAPA. 2014. Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades, Hidrología Superficial Urbana < http://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_4_hidrologia_superficial_urbana.pdf > [Consultado el 20 de enero del 2016].
- Sophocleous, M. 2004. Global and regional water availability and demand: prospects for the future. *Natural Resources Research*, 13, 61–75
- Sun, F., Yang, Z., Huang, Z. 2014. Challenges and solutions of urban hydrology in Beijing. *Water Resources Manage*, 28: pp. 3377-3389.
- Torres, A.; Méndez-Fajardo; Lara-Borrero; Estupiñán, P. J.; Zapata, H.; Torres, O. 2012. Hacia Equipamiento Urbano Sostenibles: Aprovechamiento de agua de lluvias en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana en Bogotá. Cuadernos de vivienda y urbanismo, (5), 9. 124-141.

Toscano Arano Hugo Alberto. 2011. Diseño de un modelo hidrología para la Zona Centro de la ciudad de Xalapa, Ver. En las Faldas del Cerro de Macuiltépec.

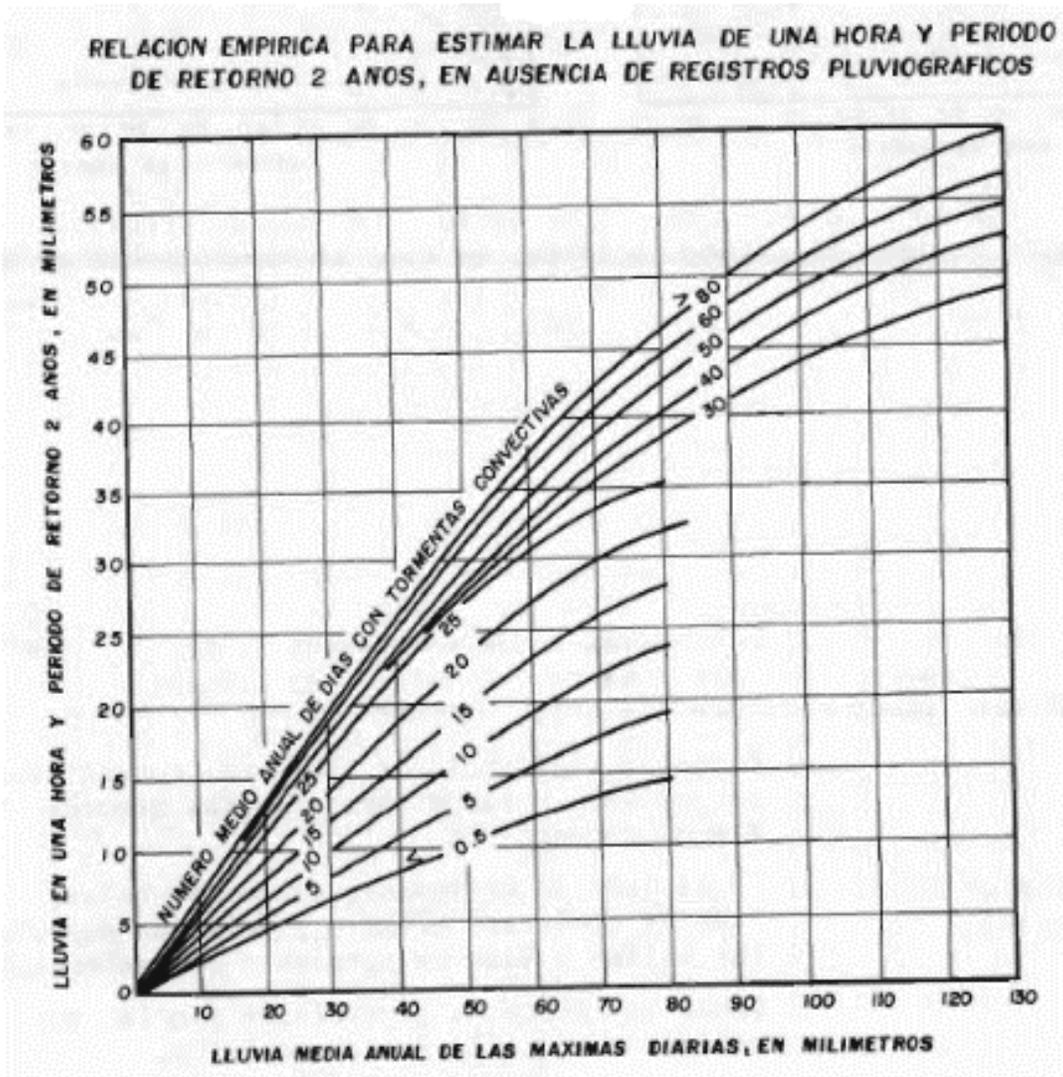
Universidad de Sonora. 2013. Plan de Desarrollo Institucional (PDI) 2013-2017.
<http://www.uson.mx/institucional/pdi2013-2017.pdf>, [Consultado el 30 de mayo de 2017].

Ursino, N. 2015. Risk analysis of sustainable urban drainage and irrigation. *Advances in Water Resources*. 83, pp. 277-284.

Valls Benavides G., Perales Momparler S. 2008. Integración de las aguas pluviales en el paisaje urbano: Un valor social a fomentar. I Congreso Nacional de Urbanismo y Ordenación del Territorio, Bilbao.
<http://planifica.org/docs/articulos/bilbao.pdf> > [Consultado el 5 de febrero de 2016]

XI. ANEXOS

ANEXO I.



Gráfica A. Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno 2 años.

Fuente: Campos (1998).

ANEXO II.

Calculo del número de curva (N), y del Coeficiente de escurrimiento (C).

Número de escurrimiento N de las cuencas

- Para la micro-cuenca externa 1 (Ce1):

En la micro-cuenca Ce1 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como áreas comerciales. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% del área)	20528.46	86	1765447.13
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	36951.22	98	3621219.46
Áreas comerciales	24634.15	94	2315609.72

$$N = 93.8$$

- Para Ce2

En la micro-cuenca Ce2 se tiene solamente 1 tipo de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	3779.33	98	370374.34

N = 98

- Para Ce3

En la micro-cuenca Ce3 se tiene solamente 1 tipo de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	4094.09	98	401220.82

N = 98

- Para Ci1

En la micro-cuenca Ci1 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% del área)	17166.73	86	1476338.44
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	7152.80	98	700974.65
Calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados	4291.68	98	420584.79

N = 90.8

- Para Ci2

En la micro-cuenca Ci2 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% del área)	4,424.97	86	380,547.59
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	3,318.73	98	325,235.44
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	3,318.73	98	325,235.44

$$N = 93.2$$

- Para Ci3

En la micro-cuenca Ci3 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% del área)	3978.28	86	342132.42
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	5967.43	98	584807.75

Calzadas, tejados y estacionamientos privados	9945.71	98	974679.58
--	---------	----	-----------

$$N = 95.6$$

- Para Ci4

En la micro-cuenca Ci4 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% al 75% del área)	14,720.46	79	1,162,916.14
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	17,664.55	98	1,731,125.80
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	26,496.82	98	2,596,688.70

$$N = 93.25$$

- Para Ci5

En la micro-cuenca Ci5 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
------------	------------------	----------	--------------------

Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% al 75% del área)	2,758.81	79	217,945.67
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	2,069.10	98	202,772.24
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	8,966.12	98	878,679.71

$$N = 94.2$$

- Para Ci6

En la micro-cuenca Ci6 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% al 75% del área)	52,861.34	79	4,176,045.98
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	6,727.81	98	659,325.1
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	36,522.38	98	3,579,193.38

$$N = 87.55$$

- Para Ci7

En la micro-cuenca Ci7 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos

pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% al 75% del área)	24,349.69	79	1,923,625.67
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	4,058.28	98	397,711.64
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	12,174.82	98	1,193,134.91

$$N = 86.6$$

- Para Ci8

En la micro-cuenca Ci8 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50%)	32,791.53	86	2,820,071.58
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	2,186.1	98	214,237.00
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	8,744.41	98	856,951.98

$$N = 89$$

- Para Ci9

En la micro-cuenca Ci9 se tienen 3 distintos tipos de uso de suelo, según la siguiente tabla. Se cuenta con parques, espacios abiertos con pasto, calles pavimentadas con guarniciones y alcantarillado, así como calzadas, tejados y estacionamientos pavimentados. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca

Uso	Área (m2)	N	Área*N (m2)
Parques, espacios abiertos, campos deportivos (El pasto cubre menos del 50% al 75% del área)	51,448.14	79	4,064,403.34
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado	5,716.46	98	560,213.12
Calzadas, tejados y estacionamientos privados	24,499.12	98	2,400,913.37

$$N = 86.03$$

ANEXO III

Coeficiente de escurrimiento C, para cada micro-cuenca, método 1.

- Para Ce1

En la cuenca Ce1 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	20,528.46	0.17	3,489.84
Calles o pavimentos	36,951.22	0.90	33,256.1
Techos	24,634.15	0.90	22,170.73

$$C = 0.7175$$

- Para Ce2

En la cuenca Ce2 se encuentra 1 tipo de uso de suelo: Calles. Ya con el producto de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolo entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Calles o pavimentos	3,779.33	0.90	3,401.40

$$C = 0.90$$

- Para Ce3

En la cuenca Ce3 se encuentra 1 tipo de uso de suelo: Calles. Ya con el producto de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolo entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Calles o pavimentos	4,094.10	0.90	3,684.69

$$C = 0.90$$

- Para Ci1

En la cuenca Ci1 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	17,166.73	0.17	2,918.34
Calles o pavimentos	7,152.80	0.90	6,437.52
Techos	4,291.68	0.90	3,862.51

$$C = 0.462$$

- Para Ci2

En la cuenca Ci2 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	4,424.97	0.17	752.25
Calles o pavimentos	3,318.73	0.90	2,986.86
Techos	3,318.73	0.90	2,986.86

$$C = 0.608$$

- Para Ci3

En la cuenca Ci3 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	3,978.28	0.17	676.31
Calles o pavimentos	5,967.43	0.90	5,370.68
Techos	9,945.71	0.90	8,951.14

$$C = 0.754$$

- Para Ci4

En la cuenca Ci4 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	14,720.46	0.17	2,502.48
Calles o pavimentos	17,664.55	0.90	15,898.10
Techos	26,496.82	0.90	23,847.14

$$C = 0.7175$$

- Para Ci5

En la cuenca Ci5 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	2,758.81	0.17	469.00
Calles o pavimentos	2,069.10	0.90	1,862.19
Techos	8,966.12	0.90	8,069.51

$$C = 0.754$$

- Para Ci6

En la cuenca Ci6 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	52,861.34	0.17	8,986.43
Calles o pavimentos	6,727.81	0.90	6,055.03
Techos	36,522.38	0.90	32,870.14

$$C = 0.4985$$

- Para Ci7

En la cuenca Ci7 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	24,349.69	0.17	4,139.45
Calles o pavimentos	4,058.28	0.90	3,652.45
Techos	12,174.85	0.90	10,957.36

$$C = 0.462$$

- Para Ci8

En la cuenca Ci8 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	32,791.53	0.17	5,574.56
Calles o pavimentos	2,186.10	0.90	1,967.49
Techos	8,744.41	0.90	7,869.97

$$C = 0.3525$$

- Para Ci9

En la cuenca Ci9 se encuentran 3 tipos de uso de suelo: Parques, calles y techos. Ya con los productos de la siguiente tabla obtenemos el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca dividiéndolos entre la extensión total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Parques y cementerios	51,448.14	0.17	8,746.18
Calles o pavimentos	5,716.46	0.90	5,144.81
Techos	24,499.11	0.90	22,049.20

$$C = 0.4401$$

ANEXO IV

Coeficiente de escurrimiento **C**, para cada micro-cuenca, método 2.

- Para Ce1

En la cuenca Ce1, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	20,528.46	0.37	7,595.53
Superficie asfáltica	36,951.22	0.81	29,930.49
Concreto y/o azoteas	24,634.15	0.83	20,446.34

$$C = 0.706$$

- Para Ce2

En la cuenca Ce2, se encuentran solamente 1 tipo de uso de superficie: Superficies asfálticas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide el área obtenida en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Superficie asfáltica	3,779.33	0.81	3,061.26

$$C = 0.81$$

- Para Ce3

En la cuenca Ce3, se encuentran solamente 1 tipo de uso de superficie: Superficies asfálticas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide el área obtenida en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Superficie asfáltica	4,094.09	0.81	3,316.21

$$C = 0.81$$

- Para Ci1

En la cuenca Ci1, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	17,166.73	0.37	6,351.59
Superficie asfáltica	7,152.80	0.81	5,793.77
Concreto y/o azoteas	4,291.68	0.83	3,562.10

$$C = 0.549$$

- Para Ci2

En la cuenca Ci2, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	4,424.97	0.37	1,637.24
Superficie asfáltica	3,318.73	0.81	2,688.17
Concreto y/o azoteas	3,318.73	0.83	2,754.55

$$C = 0.64$$

- Para Ci3

En la cuenca Ci3, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	3,978.28	0.37	1,471.97
Superficie asfáltica	5,967.43	0.81	4,833.62
Concreto y/o azoteas	9,945.71	0.83	8,254.94

$$C = 0.732$$

- Para Ci4

En la cuenca Ci4, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	14,720.46	0.30	4,416.14
Superficie asfáltica	17,664.55	0.81	14,308.28
Concreto y/o azoteas	26,496.82	0.83	21,992.36

$$C = 0.6915$$

- Para Ci5

En la cuenca Ci5, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	2,758.81	0.30	827.64
Superficie asfáltica	2,069.10	0.81	1,675.97
Concreto y/o azoteas	8,966.12	0.83	7,441.88

$$C = 0.721$$

- Para Ci6

En la cuenca Ci6, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	52,861.34	0.30	15,858.40
Superficie asfáltica	6,727.81	0.81	5,449.52
Concreto y/o azoteas	36,522.38	0.83	30,313.58

$$C = 0.5371$$

- Para Ci7

En la cuenca Ci7, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	24,349.69	0.30	7,304.91
Superficie asfáltica	4,058.28	0.81	3,287.21
Concreto y/o azoteas	12,174.85	0.83	10,105.12

$$C = 0.51$$

- Para Ci8

En la cuenca Ci8, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	32,791.53	0.37	12,132.87
Superficie asfáltica	2,186.10	0.81	1,770.74
Concreto y/o azoteas	8,744.41	0.83	7,257.86

$$C = 0.484$$

- Para Ci9

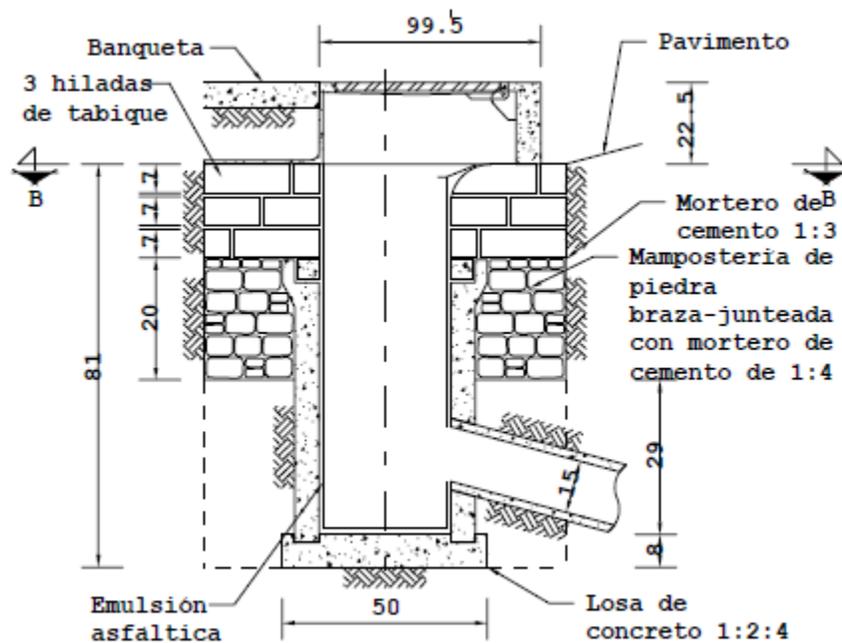
En la cuenca Ci9, se encuentran 3 tipos de uso de superficie: Áreas con pasto, superficies asfálticas y concreto y/o azoteas. Para obtener el coeficiente de escurrimiento ponderado de ésta cuenca se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la siguiente tabla entre el área total de la cuenca.

Uso	Área (m2)	C	Área*C (m2)
Áreas con pasto (jardines, parques)	51,448.14	0.30	15,434.44

Superficie asfáltica	5,716.46	0.81	4,630.33
Concreto y/o azoteas	24,499.12	0.83	20,334.27

$$C = 0.4947$$

ANEXO V. Tipos de rejillas o bocas de tormenta.



Caja receptora de agua de coladera de banqueta, tipo. CONAGUA (2007).

ANEXO VII. Coeficientes de Manning para canales.

Tabla Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para diferentes materiales (ASCE, 1992).

Material del conducto	Coeficiente n (s/m ^{1/3})
Conductos cerrados:	
- Tubos de Fibrocemento.	0.011 a 0.015
- Enladrillados.	0.013 a 0.017
- Tubos de Hierro colado con sello, revestidos con cemento.	0.011 a 0.015
- Concreto (monolítico):	
Formas redondeadas.	0.012 a 0.014
Formas angulosas (rugosas).	0.015 a 0.017
Tubo de concreto.	0.011 a 0.015
- Tubos de metal corrugado (con corrugaciones de ½" x 2½"):	
Plano.	0.022 a 0.026
Con plantilla pavimentada.	0.018 a 0.022
Revestido con asfalto.	0.011 a 0.015
- Tubos de plástico.	0.011 a 0.015
- Tubos de arcilla vitrificada.	0.011 a 0.015
Canales abiertos:	
- Canales revestidos:	
Asfalto.	0.013 a 0.017
Enladrillados.	0.012 a 0.018
Concreto.	0.011 a 0.020
Mampostería o roca.	0.020 a 0.035
Cubierta vegetal.	0.030 a 0.4
- Canales excavados o dragados:	
Tierra, recto y uniforme.	0.020 a 0.030
Tierra, sinuoso y bastante uniforme.	0.025 a 0.040
Roca.	0.030 a 0.045
Sin mantenimiento.	0.050 a 0.14
- Canales naturales (corrientes menores con ancho superficial menor a 30 m):	
Con secciones regulares.	0.030 a 0.070
Con secciones irregulares y pequeños vasos de almacenamiento.	0.04 a 0.1

Fuente: tomado de CONAGUA (2007)