

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los principales problemas que afronta la ciudad de Tarija. Es el drenaje pluvial, ya que un mal manejo de la escorrentía puede causar perjuicios al tránsito vehicular y daños a la estructura. Tal como se ha presentado hasta ahora en un sistema convencional de drenaje urbano, el transporte, captación y entrega del agua de lluvia al afluente está compuesto por la vía, cunetas o canales, sumideros y colectores. En este caso, el objetivo principal del sistema es permitir el paso seguro de los vehículos y de los peatones, evacuando lo antes posible y de manera puntual la escorrentía generada por un evento con una frecuencia que corresponde a la del periodo de diseño.

El crecimiento de las ciudades y, por lo tanto, el desarrollo urbano no contemplado hace que los sistemas de drenaje convencional o tradicional diseñados sean en algunos casos insuficientes. Probablemente en este proceso de crecimiento se adicione más zonas impermeables que cambian de forma significativa el ciclo del agua y la infiltración se reduce, por lo que la precipitación, que en su mayoría se convierte en escorrentía superficial, se concentra con rapidez. Seguramente el agua pluvial que recibe el sistema sobrepasa su capacidad, lo que trae como consecuencia inundaciones y desbordamientos en el caso urbano.

Los diseños y captaciones convencionales dirigen el agua de lluvia al sistema de drenaje pluvial de manera concentrada y normalmente sin permitir su aprovechamiento. En la bibliografía disponible sobre el drenaje no convencional se mencionan los problemas de la calidad del agua lluvia, los cuales no se manejan en los sistemas tradicionales. Las actividades humanas generan un gran número de contaminantes, como los sedimentos, aceites, granos, metales, fertilizantes, pesticidas, sales protogenos y basura que pueden afectar la salud pública y causar daño ambiental.

Todos estos contaminantes son acumulados en tiempo de sequía y luego arrastrados en tiempos de lluvia hasta las captaciones, por lo que se generan problemas de contaminación los afluentes y colmatación en las captaciones.

No se puede prescindir de los sistemas de drenaje convencional., por lo que resulta razonable plantear que los sistemas no convencionales de drenaje urbano son un excelente complemento para mitigar de un modo sostenible los problemas asociados con el manejo actual de las aguas de lluvias urbanas. Es necesario identificar los tipos, características, ventajas y desventajas de estructuras de captación convencionales y no convencionales para solucionar de manera eficaz los diferentes problemas q causan las escorrentías superficiales cuando la ciudad cambia su estructura en las diferentes calles que la componen.

El presente trabajo se propondrá un análisis del drenaje pluvial en la ciudad de Tarija, mediante la realización una investigación de los diferentes métodos no convencionales propuestos para disminuir la escorrentía superficial.

El presente trabajo de investigación servirá como una base para futuros trabajos de investigación que deseen profundizar el estudio y establecer estos métodos para disminuir costos al momento del diseño pluvial.

1.1. Justificación

Los procesos de crecimiento y expansión de la ciudad de Tarija traen consigo una serie de alteraciones ambientales que se agudizan con las temporadas de lluvias y los cambios en las frecuencias e intensidades de las mismas. Los sistemas de drenaje se hacen cada vez más insuficientes ante el aumento de las áreas urbanizables, las cuales demandan grandes obras de infraestructura para captar los caudales de escorrentía, sin mencionar la alteración sobre las fuentes receptoras de los mismos y los problemas ocasionados aguas abajo de los puntos de entrega.

Ante este panorama se hace necesario y pertinente considerar la implementación de nuevas alternativas que permitan mitigar y minimizar los problemas asociados a la

gestión y control de caudales de escorrentía que se producen en épocas de lluvia al tiempo que se conviertan en proyectos sustentables, sostenibles, económicos y socialmente viables y que permitan el desarrollo de nuevas áreas urbanizables. Es mediante la implementación de estas propuestas y alternativas que se busca crear un cambio en la forma de concebir y planificar los nuevos proyectos urbanísticos de cara a un problema ambiental y social, a la vez que permita integrar y fomentar valores ambientales, paisajísticos y culturales a la ciudad de Tarija.

Otra de las consecuencias que sufre el medio como fruto de la impermeabilización de los entornos urbanos, es la pérdida de calidad de las aguas de lluvia y su vertido, muchas veces descontrolado y des localizado, que genera la conocida como contaminación difusa.

Así, se va perdiendo calidad en las aguas a medida que se va recorriendo el camino descrito por los sistemas de drenaje tradicional, esto hace que un agua casi limpia de lluvia se convierta en un agua contaminada a depurar.

1.2. Diseño teórico

1.2.1. Situación problemática

En la ciudad de Tarija esta problemática relacionada con la limitación de la capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial y de los cauces receptores, situación que condiciona la posibilidad de habilitar y desarrollar nuevos proyectos urbanísticos, que se traducen en grandes obras de infraestructura (renovación de grandes colectores, ampliación de paso de vías sobre cauces), para el manejo y evacuación de las aguas lluvias, resultando en aumentos considerables en los costos.

Podemos plantearnos tres aspectos relacionados con esta problemática: cantidad, calidad y servicio.

1. Cantidad: el aumento de las superficies impermeables en el entorno de las ciudades hace que la cantidad de agua de escorrentía aumente y sea un problema para las infraestructuras que se dimensionan sin tener en cuenta los desarrollos futuros.

2. Calidad: las aguas pluviales van perdiendo calidad a medida que avanzan en su camino a través de las infraestructuras de drenaje y saneamiento convencional, mezclándose con las aguas negras y generando la necesidad de tratamiento en depuradora. Así, la naturaleza y el régimen de frecuencias totalmente diferenciado de las aguas de lluvia hacen que las depuradoras no puedan funcionar en su régimen óptimo.

3. Servicio: la disminución de superficies naturales y espacios abiertos en proceso de nuevas zonas urbanas de edificación, repercute directamente en la calidad del espacio urbano y en el servicio ofrecido por la ciudad a la sociedad afectando negativamente a la estética en el entorno.

1.2.2. Problema

¿Es viable, basados en los conceptos y filosofía de los SUDS, plantear una alternativa no convencional, para el control y regulación de las aguas lluvias de un proyecto de crecimiento urbano en la ciudad de Tarija?

1.3. Objetivos de investigación

1.3.1. Objetivo general

Plantear una alternativa no convencional (SUDS) para el control y regulación de las aguas lluvias en la ciudad de Tarija, basados en los conceptos y filosofía de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible SUDS, aplicando una metodología que relacione los parámetros y condiciones propias del lugar.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar una revisión del estado del arte sobre los diferentes tipos de SUDS.
- Recolectar información pertinente sobre un caso de aplicación que permita seleccionar y plantear una alternativa de regulación de aguas lluvias en ciudades intermedias.
- Aplicar una metodología para el pre dimensionamiento hidráulico de una estructura (SUDS) para la regulación de aguas lluvias.

- Evaluar las incidencias técnicas y económicas que tiene el diseño de la metodología a aplica de un sistema de drenaje no convencional (SUDS).
- Realizar un análisis del funcionamiento de la estructura (SUDS).
- Establecer conclusiones y recomendaciones basadas en los criterios de un sistema de drenaje sostenible (SUDS).

1.4. Diseño metodológico

1.4.1. Componentes

Unidades de estudio:

- **Unidad de Estudio:** sistemas de drenaje urbano
- **Población:** Los barrios de Tarija debido a su acelerado crecimiento urbano presenta serios problemas con la escorrentía superficial ya que no existe drenaje pluvial en las nuevas urbanizaciones o el sistema de drenaje convencional es insuficiente.
- **Muestra:** se realizaran las muestras de una zona donde exista drenaje pluvial, y en zonas donde no exista drenaje pluvial. se plantearan alternativas de drenaje no convencional (SUDS) y realizar un análisis si estas alternativas pueden mitigar el problema
- **Muestreo:** El criterio de muestreo que se adoptara para conseguir la muestra una vez planteado las alternativas (SUDS) que mejor se adecue y pueda solucionar los objetivos planteados en algún barrio dentro de la ciudad de Tarija que presente o no alcantarillado pluvial.

1.5. Métodos y técnicas empleadas

Para elaboración del presente trabajo de estudio de aplicación se adoptó el método Aplicativo puesto que se plantearan diferentes alternativas (SUDS) al problema del drenaje urbano

Este método presenta distintas alternativas de aplicación al sistema sostenible del drenaje urbano. Con un análisis de esta aplicación podemos determinar que alternativa

(SUDS) podemos plantear para solucionar el problema, de la escorrentía superficial que causan deterioros a las estructuras e inundan los barrios de la ciudad de Tarija. Las técnicas de muestreo en este trabajo de estudio de aplicación son no probabilísticas.

Se usara la técnica de muestreo consecutivo, porque esta técnica no probabilística nos permite incluir a todas las alternativas (SUDS) como parte de la muestra y esta a su vez represente mejor a toda la población. Con un análisis de estas alternativas escogeremos la que mejor se adecue a la zona y pueda solucionar el problema.

1.6. Medios.

Los equipos necesarios y suficientes para la recolección de los datos para el presente trabajo de estudio de aplicación son:

- Plano topográfico de la zona de estudio.
- Cinta métrica
- Datos de precipitación facilitados por el SENAMI.
- Documentos de información de los sistemas sostenibles de drenaje urbano.

Imagen 1. Cuadro de las diferentes alternativas que presenta el sistema sostenible de drenaje urbano



1.7.Procedimientos de aplicación:

- Este estudio de aplicación se lo realizará en diferentes puntos de la ciudad de Tarija que cuenten o no cuente con alcantarillado pluvial y presente problemas con la escorrentía superficial.
- Se investigara todas las características del lugar donde se realizara el estudio de aplicación.
- Se realizará un análisis de la escorrentía en condiciones normales o existentes, para luego determinar su volumen que aporta dicha zona.
- Se estudiará todas las alternativas del sistema sostenible de drenaje urbano, con este estudio nos abriremos paso para poder seleccionar una o dos de estas alternativas que puedan adecuarse a la zona de estudio, y a su vez puedan realizar el control de la escorrentía superficial.
- Una vez seleccionada la o las alternativas, se planteara la aplicación. Para esto se necesitara realizar algunos estudios y cálculos que mencionamos a continuación.
 - Delimitación de áreas tributarias.

-Coeficiente de escurrimiento.

-Tiempo de concentración.

-Periodo de Retorno para SUDS.

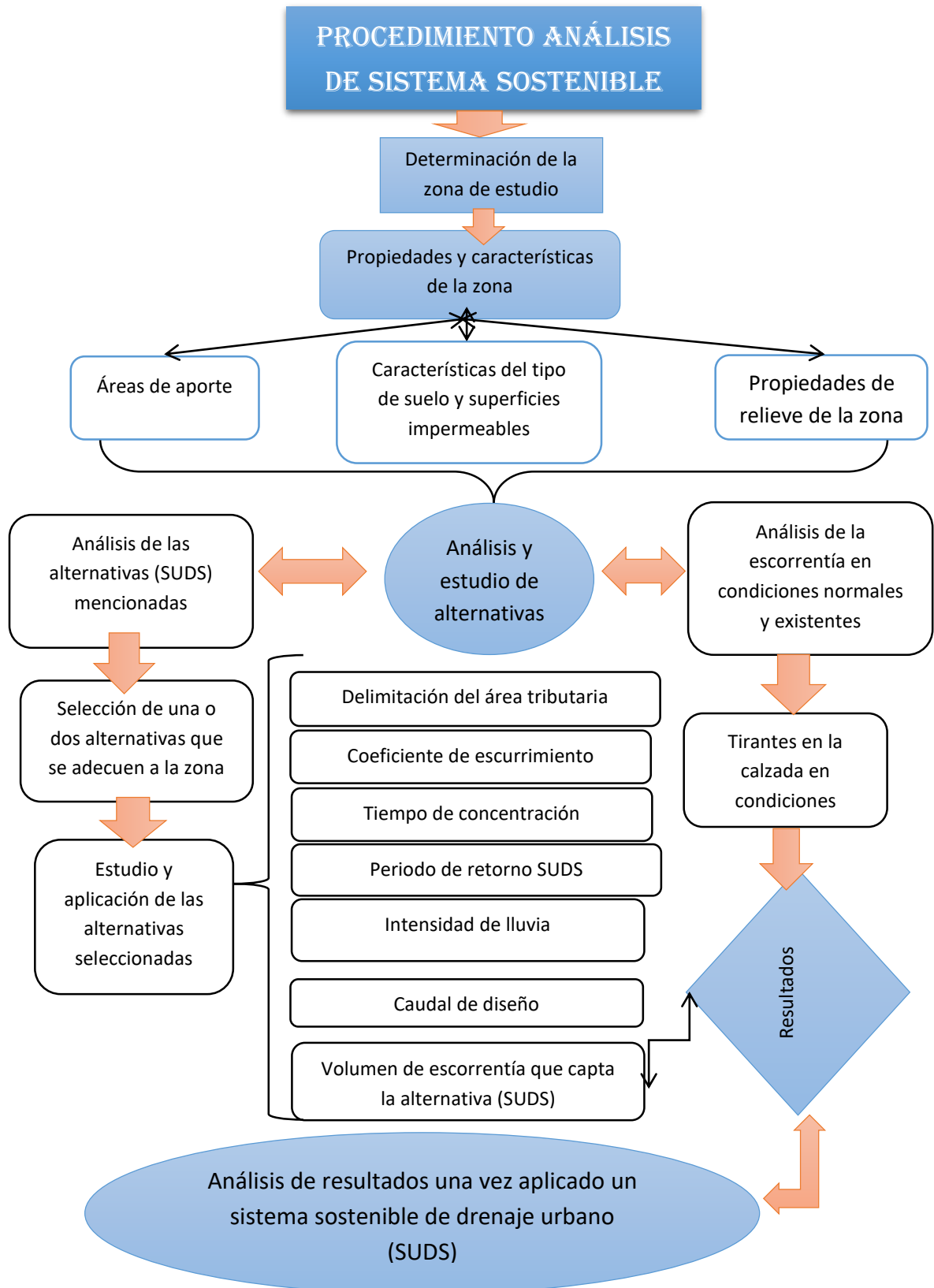
-Cálculo de la intensidad de lluvia.

-Caudales de diseño.

-Volumen de escorrentía que capta la alternativa propuesta.

- Con este estudio podemos determinar que nuestras alternativas propuestas son una solución al problema del exceso de escorrentía superficial, debido a la impermeabilización de las calles por el rápido crecimiento urbano
- Con un análisis de todo este proceso, podemos concluir que estas alternativas propuestas son capaces realizar el control de la escorrentía superficial y cumplir nuestros objetivos plantados en este trabajo

- **Flujograma de la metodología aplicada**



1.8. Procedimiento descriptivo

- **Para realizar este estudio de aplicación se tomara como instrumento principal los diferentes planos catastrales o urbanos, mediante los cuales podremos tener una representación gráfica de nuestra zona de estudio. Con esta información podremos determinar propiedades y características del lugar para plantear nuestras alternativas.**
- **Uno de las condiciones indispensables que debe tener la zona es que presente problemas con el control de escorrentía, ya sea por la inexistencia de un sistema de drenaje pluvial o por el exceso de impermeabilización de los suelos, debido al rápido crecimiento urbano. Esta zona de estudio será en diferentes barrios de la ciudad de Tarija. Una de las principales condiciones para la aplicación es que la zona tenga espacios para poder aplicar las diferentes alternativas de un sistema sostenible (SUDS) que pueda dar como objetivo el control de la escorrentía.**

1.9. Alcance del Estudio de Aplicación

En el presente trabajo estudio de aplicación se realizará un análisis de las diferentes alternativas que nos propone el sistema sostenible de drenaje urbano, su alcance estará limitado a los siguientes puntos considerados necesarios y suficientes, para el cumplimiento a cabalidad de su objetivo y objetivos específicos:

- El alcance principal del trabajo estará dirigido hacia el análisis del comportamiento de la escorrentía superficial, planteando una o más alternativas del sistema sostenible de drenaje urbano (SUDS) en diferentes barrios de la ciudad de Tarija, esto con el fin de demostrar que podemos regular la exagerada escorrentía superficial debido al crecimiento urbano y la impermeabilización de los suelos.
- Adicionalmente se realizará un estudio de algunas alternativas del sistema sostenible de drenaje urbano (SUDS), que puedan adecuarse a los barrios de la ciudad de Tarija con problemas de drenaje urbano.

- Una vez analizadas y estudiadas todas las ventajas y desventajas que presentan las alternativas (SUDS) se aplicara una o dos de ellas en los barrios de la ciudad de Tarija.
- Se determinará propiedades geométricas y de relieve del barrio donde se realizará la aplicación, a través de los diferentes planos topográficos y otros. Se realizará un análisis hidrológico de las áreas de aporte a dicho estudio.
- Se realizará una caracterización de los tipos de Suelo que existe en la zona donde se aplicará una o más propuestas (SUDS) y así determinar un coeficiente de escorrentía.
- Por último se realizará el análisis de resultados respectivo referente a todo el trabajo de investigación realizado, determinando las conclusiones del trabajo, viendo finalmente la aplicabilidad de estas alternativas para poder mitigar el problema del drenaje urbano, donde exista o no un drenaje convencional y el barrio presente una gran impermeabilización de los suelos.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMAS SOSTENIBLE DE DRENAJE URBANO (SUDS)

2. MARCO REFERENCIA

2.1. Marco teórico

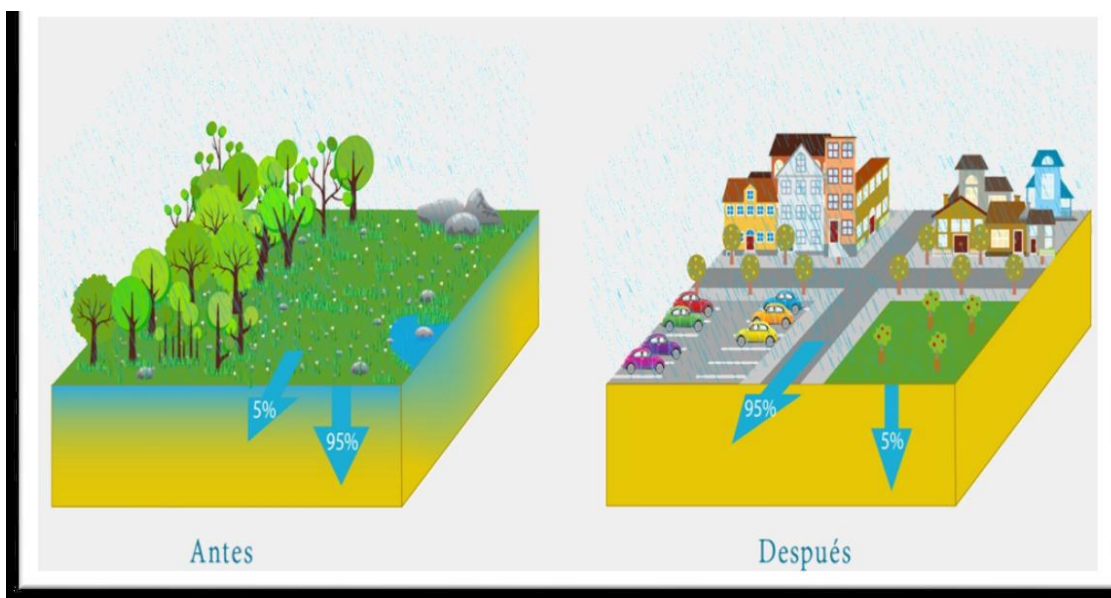
El desarrollo urbano es ante todo una acción de impermeabilización de la superficie del terreno. La construcción de calles con pavimentos que son impermeables, la urbanización de parcelas con superficies destinadas a aparcamientos o paseos y la construcción de edificaciones suele suponer una alteración radical del funcionamiento hidrológico de una determinada zona con respecto a la situación preexistente. La consecuencia inmediata de este proceso de impermeabilización es que se produce una acumulación de agua de lluvia sobre la zona urbanizada de la que además el sistema urbano “desea” desprenderse lo más rápidamente posible.

Como consecuencia de esta impermeabilización del terreno se altera el ciclo natural del agua, produciéndose mayores volúmenes de escorrentía y mayores caudales punta. Además impide que la lluvia se infiltre en el terreno y recargue los acuíferos.

A estos inconvenientes hay que añadir la contaminación. El agua de lluvia arrastra contaminantes suspendidos en el aire (conocidos son los fenómenos como la lluvia ácida) y al encontrarse un suelo impermeable discurre por las superficies, que a menudo están contaminadas por aceites y combustibles de vehículos, restos de actividades industriales y todo tipo de sustancias.¹

¹ H2O Hidrología sostenible, Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible – SUDS [en línea] <
http://hidrologiasostenible.com/?page_id=343 > [citado 10 diciembre de 2015]

Figura 1. Ilustración dinámica del agua y su balance en condiciones naturales y urbanizadas



Fuente: H2O Hidrología sostenible. Artículo http://hidrologiasostenible.com/?page_id=343

2.1.2. Vías urbanas

En la actualidad, las diferentes ciudades del mundo cuentan con trazas urbanas, maravillosos espacios en los que no sólo transitan los autos si no lugares que combinan infinitos elementos urbanísticos. Cuando las calles ganan espacio en términos de ancho dejan de ser tales para convertirse en avenidas, mientras que también pueden achicarse y convertirse en pasajes o transformarse en autopistas o rutas dependiendo del lugar.

En general una calle es un espacio urbano lineal que permite la circulación de personas y, en su caso, vehículos y da acceso a los edificios y solares que se encuentran a ambos lados. En el subsuelo de la calle se disponen las redes de las instalaciones de servicios urbanos a los edificios tales como: alcantarillado, agua potable, gas, red eléctrica y telefonía. Superficialmente se genera escorrentías debido a un evento como la lluvia.

2.1.2.1. Clasificación de las calles

La clasificación del sistema de calles desde el punto de vista de la ingeniería de tráfico se basa generalmente en las principales características geométricas, el volumen de tráfico y la manera de cómo se controlan las ramplas de acceso.

No obstante, un ingeniero de drenaje debe interesarse también en la clasificación de las calles porque hay que tomar en cuenta las consideraciones de drenaje especial, como el esparcimiento máximo permitido, la profundidad del agua en la cuneta o en el bombeo de la calle, tipos de entrada, etc. de hecho, el movimiento del tráfico en un sistema de carreteras puede ser fuertemente afectado por las lluvias y escorrentías; si el sistema de drenaje de carreteras no está bien planeado y diseñado, puede causar que el sistema vial quede degradado a un nivel inaceptable de servicio.

Regularmente, desde el punto de vista del sistema de transporte de drenaje en vías, las calles se pueden clasificar como urbanas, rurales o semiurbanas. Las calles urbanas están caracterizadas por estar confinadas en sardineles o cordones de andén, cunetas y sumideros captadores de escorrentía superficial. A las calles rurales por lo general se les incorporan lateralmente canales abiertos, o zanjas, y a las calles semiurbanas, bermas de concreto poco profundas para transportar el esparcimiento de aguas de lluvia sobre la calzada. En términos prácticos, se podría clasificar el sistema de calles de acuerdo con sus dimensiones y uso en local, recolector, principal o autopista, dependiendo del tránsito promedio diario (TDP).

Tabla 1. Características de las calles

Clasificación	Función	Ancho / número de carriles	Señalización e intersecciones	Parqueo
Locales	Proporcionan acceso a áreas residenciales o industriales.	Ancho bajo con dos carriles móviles	Señales de pare	Uno o ambos lados de la calle
Recolectoras	Recogen y transportan el tráfico entre las calles locales y arteriales.	Ancho bajo y moderado con dos o cuatro carriles móviles.	Señales de pare o de tránsito.	Uno o ambos lados de la calle.
Arteriales	Funcionan principalmente a través de calles de tráfico en áreas urbanas.	Ancho moderado y alto con cuatro a seis carriles.	Señales de tránsito. Control de acceso	Usualmente prohibido.
Autopistas.	Proporcionan un transporte rápido y eficiente a largas distancias.	Ancho alto con cuatro carriles o más.	Cruce en trébol y rampas de acceso. Acceso limitado.	Siempre prohibido.
Fuente: Héctor Rodríguez Díaz. Drenaje Urbano. Elementos de diseño				

2.1.3. Drenaje urbano pluvial

El drenaje pluvial, por su parte, es el sistema que facilita el traslado del agua de lluvia para que ésta pueda ser aprovechada. Otro de sus propósitos, quizás el más importante, es evitar que las ciudades se inunden. Cuando este tipo de sistemas de drenaje son deficientes, las poblaciones corren un potencial peligro.

Un sistema de drenaje urbano debe estar dirigido al logro de unos objetos, es decir, los fines o intenciones hacia las cuales se dirigen las acciones a llevar a cabo. Estos objetivos son dos: uno básico y el otro complementario, tal cual se establece a continuación:

- **Básico.**- Evitar al máximo posible los daños que las aguas de lluvias puedan ocasionar a las personas y a las propiedades en el medio urbano por la deficiencia del sistema.
- **Complementario.**- Garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria en las poblaciones, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de precipitaciones.

2.1.3.1. Acciones en drenaje urbano

Las acciones a que se refiere la definición de sistema de drenaje urbano, son todas las medidas, materiales o no, que conforman un sistema de drenaje. Estas acciones pueden ser de dos tipos: preventivas, que disminuyen los daños mediante la administración adecuada de los usos de las áreas urbanas potencialmente sujetas a ellos; y correctivas, que alivian esos daños en las áreas donde medidas de tipo preventivo son insuficientes efectos prácticos, las acciones que impliquen la construcción de una obra hidráulica, u otras cuyas dimensiones y características se modifiquen por razones hidráulicas, son correctivas las restantes se consideran preventivas.

Como consecuencia de lo anterior, las acciones correctivas más usuales serán: obras de embalse y regulación; obras de canalización y rectificaciones cauces naturales; obras de conducción, tales como canales y tuberías; y obras conexas, tales como y sumideros, disipadores, alcantarillas, sedimentadores o modificaciones de secciones y trazados en calles y avenidas; y así mismos las acciones preventivas más comunes estarán

constituidas por la conservación y protección de las cuencas tributarias, la regulación del uso de la tierra, la regulación de las edificaciones (tales como cotas mínimas o uso de sótanos y plantas bajas), el pronóstico de inundaciones; La adquisición de áreas inundables, la educación e información adecuada de los habitantes de la ciudad, y la regulación de los usos de las vías terrestres.

2.1.3.2. Drenaje urbano convencional

El sistema de drenaje urbano convencional está diseñado para recoger la escorrentía superficial generada por un evento de lluvia, transportarla a lo largo de la vía o cuneta y descargarla lo más rápidamente posible por una estructura de captación, evitando el riesgo de inundación y cumpliendo en forma apropiada con los objetivos definidos inicialmente.

2.1.3.3. Drenaje urbano no convencional

El drenaje urbano convencional funciona adecuadamente, de acuerdo con los objetivos de diseño planteados por el sistema. Sin embargo, hoy en día han ido surgiendo otros conceptos de diseño del drenaje que tienen en cuenta objetivos adicionales, basados principalmente en el desarrollo sostenible.

Los objetivos adicionales de los sistemas de drenaje urbano buscan disminuir el volumen de escorrentía producido por las zonas impermeables que van apareciendo y que no se han contemplado en el desarrollo de las ciudades, reducir los picos de escorrentía debidos a la captación puntual de las aguas lluvia en los sistemas convencionales y mejorar lo más cerca del sitio de captación la calidad del agua lluvia contaminada por la vías urbanas.

Para cumplir con estos nuevos objetivos se han venido desarrollando nuevos sistemas de drenaje urbano, tomando como referencia lo que se denomina sistema sostenible de drenaje urbano (SUDS, por su sigla en inglés)

2.1.4. Sistemas sostenibles de drenaje urbano

Se pueden considerar como aquellos elementos participantes en el drenaje de las ciudades que, además de reducir el caudal circulante por la superficie de la misma, consiguen también disminuir de forma notable la cantidad de contaminantes que arrastra el agua de escorrentía.

Como puede verse, esta definición tiene una acepción muy amplia. Este sistema no tiene que estar compuesto de elementos estructurales necesariamente, el hecho de mantener las vías limpias de manera sistemática evita el arrastre de grandes contaminantes de sólidos en suspensión durante un evento lluvioso, así que también puede considerarse como un elemento de sostenibilidad en el drenaje.

Las técnicas que componen un sistema de este tipo se pueden dividir entre estructurales y no estructurales. Algunas de las técnicas estructurales, aunque pueda que requieran una inversión económica inicial ayudan a revalorizar la zona donde se implantan por la mejora paisajística que conllevan.

Con los SUSD se busca mejorar el manejo de la escorrentía en las ciudades, pero deben analizarse para definir si realmente cumplen los objetivos propuestos. En estos análisis debe incluirse la evaluación económica.

2.1.5. Captaciones convencionales y no convencionales

2.1.5.1. Capitaciones convencionales

En los sistemas de drenaje convencionales actuales, debido al desarrollo de las ciudades ya no necesariamente tienen la capacidad hidráulica adecuada para evacuar las aguas de lluvia ya que la escorrentía permanentemente es transformada debido a la transformación urbana.

Un sistema de drenaje convencional, la captación de la escorrentía superficial se hace a través de las vías o cunetas, las cuales transportan el agua de lluvia hasta las estructuras de captación denominadas sumideros. Estas dos estructuras las cunetas y los sumideros,

conforman las estructuras convencionales necesarias para la captación de la escorrentía superficial.

2.1.5.2. Captaciones no convencionales

Las captaciones no convencionales son estructuras alternativas en el sistema de drenaje urbano para la captación de la escorrentía superficial, cumpliendo con los objetivos definidos por el drenaje sostenible. Para determinar las estructuras de captación no convencionales es necesario el tipo de estructuras que usas los SUDS para el manejo adecuado de las escorrentía y determinar cuáles de las estructuras cumplen la función de captación de la escorrentía superficial.

2.1.6. Los sistemas sostenibles de drenaje urbano

Las consecuencias de la urbanización intensiva sobre los procesos hidrológicos han demostrado la limitación de las soluciones tradicionales de drenaje urbano, para agravar o empeorar estos efectos. Los sistemas tradicionales de drenaje son poco flexibles y adaptables a los cambios de uso de la tierra y a los intensos procesos de urbanización y crecimiento de las ciudades, exigiendo grandes costos de inversión en ampliación de infraestructura destinada a evacuar los caudales generados por las lluvias, convirtiéndose en muchos casos en soluciones puntuales que se ven rebasadas al transcurrir el tiempo, ante este panorama se hace necesario hacer una revisión minuciosa de la forma de concebir, planificar y enfrentar los nuevos desarrollos urbanos que se dan en todas las ciudades.

En la actualidad, existe una gran diversidad de técnicas compensatorias en el drenaje lluvia (Imagen 1). En gran parte, estas técnicas se centran en los procesos de almacenamiento y la infiltración de las aguas pluviales. Sin embargo, también hay soluciones que promueven intercepción y evapotranspiración, como techos o azoteas verdes, y manejo de áreas verdes en las zonas urbanas, Técnicas complementarias se basan en la desconexión de áreas impermeables al sistema de drenaje, dirigiendo el escurrimiento de agua a las áreas verdes con la suficiente capacidad de infiltración.

Imagen 2. Diferentes alternativas SUDS.



.Fuente:

H2O Hidrología sostenible, http://hidrologiasostenible.com/?page_id=343

Mediante la implantación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) se pretende que la respuesta hidrológica de un zona urbanizada sea lo más parecida posible a la que tenía en su estado hidrológicamente original.

2.1.6.1. Objetivos y estrategias

Con los SUDS se potencian dos objetivos entorno al manejo de las aguas pluviales. Por un lado está la redistribución del escurrimiento urbano a través de medidas como el control en la fuente, la atenuación de picos de crecientes, la entrega de descargas controladas/reguladas, la recarga del acuífero y el aprovechamiento del transporte del flujo. Un segundo objetivo es la reducción de la contaminación de los cuerpos de agua receptores de escurrimientos urbanos.

Entre las estrategias necesarias para alcanzar los objetivos, se destacan:

a) Conservación de las áreas naturales, suelos y vegetación. El desarrollo urbano orientado a conservar en la mayor medida posible los espacios naturales, los suelos y la vegetación, manteniendo las funciones del ciclo hidrológico del pre-desarrollo, como la interceptación de la lluvia, la infiltración y evapotranspiración. Al maximizar estas funciones se reduce la cantidad de escorrentía que debe ser tratada posteriormente.

b) Minimizar las perturbaciones sobre los patrones de drenaje natural. Al reducir al mínimo las alteraciones de los patrones naturales de drenaje, se pretende conservar el tiempo, la velocidad y duración de la escorrentía de la etapa del pre-desarrollo, conservando los hábitats asociados con los cauces y las características morfológicas del drenaje.

c) Promover discontinuidades entre las áreas impermeables. Con estas acciones se aumentan las probabilidades de infiltración de la lluvia y la escorrentía, desacelerando la respuesta ante un evento, filtrando la escorrentía, y aumentando la recarga de las aguas subterráneas. Las superficies permeables pueden ser una alternativa a la gestión del agua lluvia.

Imagen 3. Superficies permeables



Fuente: Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos, Documento Los sistemas urbanos de drenaje sostenibles.

d) Minimizar la compactación del suelo. La compactación afecta la estructura del suelo, reduce las tasas de infiltración, limita el crecimiento de las raíces y la supervivencia de la planta y destruye organismos del suelo. Una reducción de la infiltración crea un mayor volumen de escorrentía.

e) Direccionar el escurrimiento de áreas impermeables hacia áreas permeables. La escorrentía fluye más rápido a través de áreas impermeables, además que involucra mayores volúmenes, que favorecen la acumulación de contaminantes. Al direccionar el escurrimiento hacia áreas permeables se desacelera el tiempo de respuesta, se favorece la infiltración y se puede ganar en el filtrado de contaminantes, antes de que llegue a las aguas subterráneas.

Imagen 4. Discontinuidad de sardineles



Fuente: TURNER, Tom. Suds Lid Wsud Urban Drainage Systems and landscape architecture. 2009

f) Almacenar para propiciar reusó. Con la captura y almacenamiento del agua lluvia, se incentiva a que este recurso sea empleado en usos que no requieren agua potable, como jardinería, baños, etc.

g) Atenuar eventos de inundaciones. Con medidas como la redistribución del escurrimiento y la captura de un porcentaje del agua precipitada, se espera que los caudales máximos sean laminados y su impacto sobre infraestructura y comunidades sea menor.

h) Mejoramiento de la calidad del agua de los cuerpos receptores. Los procesos de filtración de varios de los SUDS, permiten mejorar la calidad de la escorrentía que finalmente llega a los cursos de agua. Además, en varios sistemas, se tiene pre-tratamiento antes de la acción de infiltración o detención, que ayuda en el mismo fin.

i) Infraestructura verde o vegetada. Al proponer y aprovechar espacios verdes se recuperan funciones como la evapotranspiración. Además, las coberturas vegetales actúan como retardantes y filtros del flujo.

j) Integración con el paisaje. La apuesta por espacios de mayor calidad ambiental, ofrece a los SUDS la oportunidad de presentarse como alternativas efectivas en el control de las aguas pluviales.²

2.1.7. Clasificación y tipologías

A la hora de catalogar las técnicas de drenaje urbano sostenible, son varias las clasificaciones que se encuentran en la literatura, no existiendo un consenso universal que establezca unos criterios de clasificación. A continuación se presentan algunas de las clasificaciones más comunes en función de los objetivos de los (SUDS).

² MAYORQUÍN, R. Propuesta metodológica para la evaluación de alternativas en el manejo de aguas lluvias en el casco urbano de Palmira. Publicad por ACUAVIVA en Octubre de 2012 Ç

2.1.7.1. Techos verdes o cubiertas verdes

Sistemas multicapa con cubierta vegetal que recubren tejados y terrazas de todo tipo. Están concebidas para interceptar y retener las aguas pluviales, reduciendo el volumen de escorrentía y atenuando el caudal pico. Además, retienen contaminantes, actúan como capa de aislante térmico en el edificio y ayudan a compensar el efecto “isla de calor” que se produce en las ciudades.

Imagen 5. Composición de un techo verde



Fuente: GSA Ingeniería. Techos y Cubiertas verdes ajardinadas o ecológicas.

Requerimientos.

La vegetación a utilizar deberá estar en condiciones de soportar periodos alternados de humedecimiento y secado al igual que con periodos de calor y frío. La vegetación deberá ser perenne, resistente a la sequía, con poco requerimiento de agua después de que ya

se encuentra establecida, con preferencia por suelos bien drenados, autosustentable (es decir, que no requiera de fertilizantes o herbicidas), capaces de resistir calor, frío y vientos extremos, con capacidad para sobrevivir en suelos pobres con tendencia a la acidez y resistente al fuego. La variedad de plantas a utilizar deberá ser lo más amplia posible para favorecer la biodiversidad y la estética del techo terminado.

Criterios de diseño.

Para determinar y definir los distintos tipos de recubrimientos se debe establecer una lluvia para un periodo de retorno TR 2 años, vegetación carácter perenne, drenaje adecuado para evitar empozamientos, impermeabilización de cubiertas, resistentes a la penetración de raíces.

Componentes de las cubiertas vegetadas.

El desarrollo de las cubiertas vegetadas requiere al menos de cuatro componentes:

1. Barrera de raíces. Impide que las raíces puedan penetrar a través de la membrana impermeable dañándola. Esta barrera puede ser un biocida o una espesa capa de polietileno.

2. La capa de drenaje. Su función es controlar el agua de retención del tejado y sus propiedades en combinación con el sustrato. Puede estar compuesta de varios tipos de materiales granulares, como arenas, gravas, material volcánico,... o elementos modulares/sistemas laminares.

3. El sustrato o medio de crecimiento. Es el espacio físico, dotado de una estructura porosa, con nutrientes, composición química y propiedades de drenaje necesarios para el crecimiento de las plantas escogidas.

4. La capa de vegetación. Habrá que escoger la especie más adecuada en función de la climatología. Puede ser plantada artificialmente, mediante semillas, esquejes o por colonización natural

Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales/industriales.
- Se pueden establecer en tejados para darles un uso recreativo.
- Además de gestionar la escorrentía sirven como aislante térmico.

Ventajas/beneficios:

- Imitan el estado hidrológico inicial antes de la impermeabilización asociada al desarrollo urbanístico.
- Tienen una alta capacidad de eliminación de los contaminantes atmosféricos urbanos depositados, así que mejoran la calidad del aire.
- Pueden ayudar en el control de la contaminación acústica (la vegetación absorbe el ruido).
- Reducen la expansión y contracción de las membranas de techo.
- Suponen una mejora estética del edificio.
- No ocupan un espacio “per se”, están sobre construcciones ya realizadas.
- Puede ser usados como espacios verdes.
- Ayudan a gestionar los impactos de la isla de calor urbano.
- Aíslan térmicamente los edificios frente a temperaturas extremas.

Desventajas y limitaciones:

- Caro en comparación con los tejados convencionales
- No es apropiado en tejados inclinados.
- La estructura de la azotea puede limitar la adaptación de las cubiertas vegetadas.
- Se requiere de un mantenimiento de la vegetación.
- En climas mediterráneos requiere de un mayor cuidado y de un aporte adicional de agua.

Requisitos de mantenimiento:

- El riego es necesario durante el establecimiento de la vegetación para algunas cubiertas.

- Hay que inspeccionar regularmente comprobar el estado de la flora y reemplazar las plantas donde sea necesario.
- En algunos casos habrá que retirar residuos, como hojas secas.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: MEDIO (alto con infiltración)
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: MEDIO

Reducción de la escorrentía.

Con un adecuado diseño y planificación de este tipo de alternativas se pueden obtener valores entre 45% al 55%.⁵

2.1.7.2. Zanjas de Infiltración

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. Si la zanja no puede recibir el agua en toda su longitud, es posible alimentarla desde uno de los extremos empleando para ello una tubería perforada a lo largo de la parte superior, para lo cual es conveniente disponer de cámaras 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. El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas. La primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta a la zanja, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa a la zanja, el agua se almacena temporalmente en su interior, para posteriormente ser evacuada a través del suelo mediante infiltración. Es recomendable usar las zanjas de infiltración en áreas residenciales, donde el agua lluvia tiene una baja concentración de sedimentos y de aceite. Pueden ser alimentadas lateralmente desde franjas de pasto que actúan como filtros. A pesar de que son más susceptibles a la acumulación de sedimentos, las zanjas de infiltración son más fáciles

de mantener que otras obras de infiltración debido a su accesibilidad, si no están cubiertas por veredas o calles.⁶

Imagen 6. Zanja de filtración



Fuente:<http://sdus.webnode.es/inicio/tipologia-de-las-tecnicas/medidas-estructurales/pozos-y-zanjas-de-infiltracion->

Requerimientos.

Para lograr los objetivos de disminuir el caudal máximo y del volumen escurrido, así como permitir la recarga la napa de agua subterránea y mejorar la calidad del efluente, las zanjas de infiltración se deben ubicar inmediatas a las zonas impermeables que atienden, de manera de recibir aguas limpias, preferentemente en sectores estrechos como pasajes, pasajes centrales de calles, fondos de patios, en los bordes de estacionamientos y lugares similares.

Criterios de diseño.

La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño. Además de los

antecedentes mencionados en la Factibilidad para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

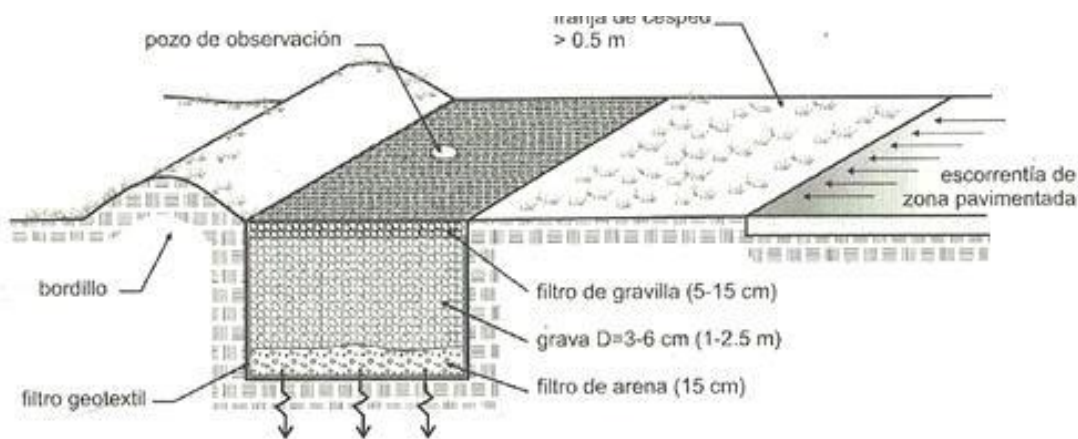
a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan a la zanja y la naturaleza de cada una.

- Cuadro de superficies, con indicación de áreas y coeficiente de escorrentía de cada tipo, (techos, pavimentos impermeables, porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).
- Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno.
- Si se conoce el material de relleno es conveniente disponer de un ensayo para determinar su porosidad o el índice de huecos del material compactado, realizado por un laboratorio autorizado.⁷

⁵ GSA INGENIERÍA. [en línea]. En <http://www.gsaingenieria.com/cubiertas-techos-verdes>

⁶ CHILE. MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO. Manuales técnicos/ Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos, Santiago de Chile, 2005. http://www.minvu.cl/opensite_det_20070317115825.aspx [citado el 28 de diciembre de 2015].

Figura 2. Esquema de Zanja filtrante



Esquema de franja de infiltración. Fuente: CEDEX

2.1.7.3. Tanques de almacenamiento de aguas lluvias

Este tipo de SUDS es el más sencillo de todos. Consiste simplemente en 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, riego de jardines y zonas verdes o por el contrario simplemente retener y entregar reguladamente a la infraestructura de drenaje existente.

Su implementación y mantenimiento correrá por parte de quien decida implementar este tipo de medidas. Estos sistemas deberán diseñarse evitando que se conviertan en hábitat propicio para la reproducción de vectores. Estos sistemas pueden captar agua bien sea procedente de cubiertas o de superficies duras de parqueaderos. En este último caso, debe proveerse de un sistema adecuado que permita la remoción de grasas y de un sistema de filtrado adecuado que permita mejorar la calidad de las aguas afluentes para su uso posterior.⁸

En los últimos años el avance tecnológico y la constante innovación de materiales plásticos han dado origen a diversos elementos que reemplazan los tradicionales tanques

de concreto, convirtiéndose en una buena alternativa a la hora de implementar y disponer de este tipo de solución.

Estos sistemas se componen por módulos individuales que pueden ser unidos para formar una estructura de gran tamaño, cada elemento está hecho en plástico y tiene un volumen de almacenamiento correspondiente a aproximadamente el 95% del volumen total, (imagen 5) se observa las aplicaciones de este tipo de sistemas.

Imagen 7. Celda Agua Cell para el manejo de aguas lluvias.



Fuente: Pavco S.A.
Innovación.

La ventaja de utilizar estos materiales es que tienen un peso liviano, por lo que pueden ser instalados manualmente. Sin embargo, esta característica también implica una limitación con respecto al uso del suelo que se encuentra por encima del sistema. En estos casos la zona debe limitarse a actividades de tráfico liviano.

⁷ Ibíd.

⁸ Secretaria Distrital de Ambiente, Documento técnico de soporte SUDS, Sistemas urbanos de drenaje, Bogotá 2011, <http://ambientebogota.gov.co/documents/10157/73754/Sistema+Urbanos+de+Drenaje+Sostenible>

Requerimientos.

El diseño de sistemas de almacenamiento temporal debe ser realizado teniendo en cuenta principalmente los impactos que estos generan a futuro. Entre los análisis que deben hacerse esta la definición de su ubicación y características como la posibilidad de infiltrar agua almacenada al suelo. El primer paso en el diseño correspondiente a un análisis que permite determinar la necesidad de utilizar estos sistemas como estrategia de prevención de inundaciones. Esta parte del proceso es de gran importancia cuando se construyen sistemas que son capaces de almacenar gran volumen de agua y que son incorporados al interior de la red de drenaje urbano.

Criterios de diseño.

Las consideraciones generales que deben ser tenidas en cuenta al diseñar un tanque en concreto o un sistema constituido por módulos plásticos son los siguientes:

- **Ubicación del sistema.** Este tipo de almacenamiento debe ser ubicado en zonas donde posteriormente no se vaya a realizar ningún tipo de construcción, por tal razón se recomienda implementarlos en parques, zonas peatonales y zonas de parqueaderos.
- **Infiltración.** Solo es posible en sistemas compuestos por módulos, en este caso se debe conocer las propiedades físicas del suelo para saber si se debe considerar este aspecto en el diseño y dimensionamiento.
- **Atenuación.** Se debe analizar los volúmenes de entrada y salida estableciendo de esta forma el volumen de almacenamiento.

Calidad del agua.

Cargas del suelo.

Conformación del relleno.

2.1.7.4. Pavimentos permeables

Son áreas pavimentadas que producen menos escorrentía de aguas pluviales, por la infiltración que permiten los materiales utilizados en ellos. Se dividen en tres tipos generales, que dependen de la superficie permeable a pavimentar y la presencia o ausencia de un almacenamiento del escurrimiento:

- **Pavimento poroso:** asfalto poroso, pavimento de hormigón construido sobre capas de filtro de grava o piedra uniforme.
- **Adoquines permeables con almacenamiento:** adoquines de hormigón impermeable con orificios, ubicados sobre cama para almacenamiento.
- **Adoquines permeables sin almacenamiento (se usan para reducir volúmenes picos):** adoquines de hormigón impermeable con orificios, sin almacenamiento.

Imagen 8. Pavimento permeable



Fuente:<http://sdus.webnode.es/inicio/tipologia-de-las-tecnicas/medidas-estructurales/superficies-permeables/>

Requerimientos.

Para lograr un adecuado funcionamiento de los pavimentos porosos se debe considerar criterios físicos, ambientales, económicos y reglamentarios. Los criterios físicos consisten en tomar ciertas precauciones y ejecutar ciertos procedimientos: estudio de factibilidad, estudios complementarios, elección de materiales de los pavimentos, dimensionamiento mecánico, elección de diversos equipos, estudio hidráulico. Los criterios ambientales tienen relación principalmente con el impacto sobre la calidad de las aguas y la valoración del espacio. Los criterios económicos permitirán en seguida la elección entre las diferentes soluciones.

Criterios de diseño.

Se consideran tres etapas en el procedimiento de diseño: un análisis de factibilidad, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los elementos de detalle.

- **Factibilidad.** El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo bajo el pavimento, y si es conveniente o no utilizar un pavimento poroso.
- **Dimensionamiento.** El dimensionamiento de los pavimentos porosos y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.
- **Diseño de detalle.** Una vez determinados los espesores de las capas del pavimento es necesario abordar el diseño de detalle, que se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. En esta etapa se deberán dimensionar las cunetas, soleras y bermas, y demás elementos laterales necesarios, así como solucionar las condiciones de empalme y unión con los otros pavimentos conectados.

Reducción de la escorrentía.

Dependiendo de las características de los materiales y sistemas empleados, en conjunto con un adecuado diseño y planificación de este tipo de alternativas se pueden reducir los volúmenes de escorrentía entre un 45% y 75%. Existen diversas tipologías de superficies permeables, entre ellas están: Pavimentos continuos de cualquier tipo de mezcla porosa (asfalto, hormigón, resinas, etc.), césped, césped reforzado, gravas, bloques impermeables con juntas permeables, bloques y baldosas porosos, pavimento de bloques impermeables con huecos rellenos de césped o grava, pavimento de bloques impermeables con ranuras sin relleno alguno, o pavimento de bloques porosos. Estos últimos, también denominados pavimentos modulares, se componen por una capa superficial formada por módulos de hormigón, ladrillo o plástico reforzado que poseen una serie de huecos que los atraviesan de arriba abajo que pueden rellenarse con tierra o césped.

Este tipo de técnica de drenaje urbano sostenible puede utilizarse para áreas drenantes inferiores a 4 hectáreas con pendientes inferiores al 2-5%. La distancia hasta el nivel freático ha de ser superior a los 1,2 metros y la capacidad de infiltración del suelo de 1,2 mm/hora o mayor.

El exceso de agua se controla mediante un desagüe diseñado con dicho objetivo. La misión de los geotextiles en este tipo de pavimentos es primordial puesto que actúan como filtro, separación o como refuerzo estructural.

Estos pavimentos permeables se emplean en zonas con baja intensidad de tráfico, calles residenciales, zonas de aparcamiento, etc...., no estando recomendados en zonas industriales, gasolineras o lugares en los que se acumulan cantidades de metales pesados nada despreciables.

Usos típicos:

- En parkings, aceras y calzadas con poco tráfico
- Gestión de la calidad del agua de escorrentía urbana, son capaces de retener una alta gama de contaminantes.

Ventajas/beneficios:

- Reducen los picos de caudal disminuyendo el riesgo de inundación aguas abajo.
- Reducción de los efectos de la contaminación en el agua de escorrentía.
- Pueden ser usados en zonas de alta densidad poblacional.
- Reducción de la necesidad de realizar excavaciones profundas para colocación de sistemas de drenaje convencionales, lo que abarata costes.
- Gran flexibilidad en diseño y tipos.
- Se pueden usar como parte de un sistema en línea en aquellos lugares donde la infiltración del agua puede conllevar problemas.
- Permiten un doble uso del espacio, por lo que no es significativa su ocupación en suelo.
- Reducen o eliminan la presencia de imbornales y colectores.
- Eliminan el encharcamiento superficial.
- Son resistentes a la falta de mantenimiento.
- Con buena aceptabilidad por parte de la comunidad.

Desventajas y limitaciones:

- No pueden utilizarse donde haya arrastre superficial de grandes cargas de sedimentos.
- Por ahora no se usan en carreteras con tráfico elevado.
- A largo plazo, si no hay mantenimiento, existe riesgo de crecimiento de malas hierbas y de obstrucciones.

Requisitos de mantenimiento:

- El mantenimiento depende del tipo de superficie permeable, aunque hay algunas pautas generales:
 - Barrido frecuente.
 - Los elementos que se eliminan de capas más profundas como hidrocarburos o metales pesados ha de seguir un tratamiento especial.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: BUENO
- Reducción de volumen: BUENO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BAJO
- Potencial ecológico: BAJO

2.1.7.5. Pozos de infiltración

Los pozos son sistemas subterráneos de almacenamiento temporal de la escorrentía procedente principalmente de tejados y azoteas. Mediante esta técnica se consigue desconectar estas aguas de la red principal, disminuyendo así el caudal a circular por la red de alcantarillado. No pueden utilizarse en suelos poco permeables y es recomendable que queden algo por encima del nivel freático para permitir exfiltraciones al terreno. Como se puede producir la contaminación del suelo en dichas exfiltraciones, se aconseja la colocación de algún tipo de filtro en el conducto que transporta el agua hasta el pozo.

El suelo en el que se emplazan estas técnicas ha de tener una capacidad de infiltración superior a 12 mm/h y no ha de tener arcillas que provoquen la colmatación. Trabajan con áreas de pequeñas dimensiones, entorno a las 2 hectáreas. Requieren de un período seco entre tormentas. La distancia mínima al nivel freático sea de 1,2 metros para que puedan darse las exfiltraciones. Se suelen emplear geotextiles de filtro y separación para envolver el material granular, y desagües de emergencia para, en el supuesto de que se supere la capacidad de depósito de diseño, poder enviar el agua sobrante a la red de alcantarillado.

Imagen 9. Módulo para pozo de infiltración



Colocación de módulo para pozo de infiltración (UK). Fuente: Elipse Landscapes

Usos típicos:

- Recogida de agua de zonas adyacentes a caminos, parkings, en zonas residenciales, comerciales e industriales. Pero las zanjas no pueden ir cerca de estructuras subterráneas de edificios.

Ventajas/beneficios:

- Atenúan de forma significativa el volumen de agua de escorrentía y el caudal pico.
- Se integran fácilmente en el paisaje.

Desventajas y limitaciones:

- Se pueden obstruir con facilidad, por lo que no se recomiendan localizarlos en suelos particulados finos (aquellos constituidos por limos o arcillas).
- Las acumulaciones de contaminantes y las obstrucciones son difíciles de ver.
- La tasa histórica de fracaso es alta debida a los mantenimientos deficientes, el mal emplazamiento o la presencia de grandes cantidades de desechos a la entrada.
- Limitados a pequeñas áreas drenantes.

Requisitos de mantenimiento:

- Hay que inspeccionarlas para revisar posibles obstrucciones.

- Retirada de sedimentos.
- Retirada y limpieza de los materiales filtrantes.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: ALTO
- Tratamiento de calidad de agua: ALTO
- Potencial beneficio social/urbana: BAJO
- Potencial ecológico: BAJO

2.1.7.6. Cunetas verdes

Las cunetas verdes son estructuras lineales cubiertas de hierba, con una base superior a medio metro y taludes con poca pendiente ($< 1V:3H$). Están diseñadas para capturar y tratar el volumen de calidad de agua. Deben generar velocidades inferiores a 1 ó 2 m/s en el agua circulante para que las partículas en suspensión puedan sedimentarse y no aparezcan problemas de erosiones. Adicionalmente pueden permitir la infiltración a capas inferiores.

Hay tres tipos de cunetas verdes:

1. Las tradicionales, canales recubiertos de césped que se usan para transportar el agua de escorrentía.
2. Las vegetales secas, con un filtro formado por un material muy permeable que permite que todo el volumen de calidad se infiltre a través del fondo del canal. Se llaman así porque la mayor parte del tiempo no contienen agua.
3. Las vegetales húmedas retienen el agua de forma permanente, para ello, se ejecutan en lugares que tienen el nivel freático elevado o con el suelo impermeable.

Imagen 10. Detalle de cuneta verde en zona urbana



Detalle de cuneta verde en zona urbana. Fuente: Susdrain

Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales/industriales.
- Se pueden establecer sustituyendo a las convencionales en carreteras.

Ventajas/beneficios:

- Fáciles de incorporar en el paisaje.
- Buena eliminación de contaminantes urbanos.
- Reducen el coeficiente de escorrentía y los volúmenes de agua generados.
- Tienen bajo costo.
- Su mantenimiento puede ser incorporado en la gestión general del paisaje urbano.
- La acumulación de elementos que dificulten su funcionamiento es fácil de detectar y eliminar.

Desventajas y limitaciones:

- No son aptas en zonas escarpadas.
- La opción de poner árboles para tratarlas como zonas ajardinadas está muy limitada o no es conveniente.
- Existe riesgo de bloqueo en la conexión con el colector de salida.

Requisitos de mantenimiento:

- Eliminación de residuos y cualquier elemento que obstruya la circulación del agua.
- Cortar periódicamente la hierba y eliminar los restos.
- Limpiar las entradas a las alcantarillas de desechos y sedimentos.
- Reparar las áreas erosionadas o dañadas.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: MEDIO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO/BUENO
- Potencial ecológico: MEDIO

2.1.7.7. Franjas filtrantes

Las franjas filtrantes son franjas de suelo cubiertas de vegetación, anchas y con poca pendiente, emplazadas entre una superficie impermeable y el medio que recibe la escorrentía. Esta técnica favorece la sedimentación de las partículas y contaminantes arrastrados por el agua, así como la infiltración del agua.

Las pendientes de las franjas filtrantes deben ser suaves y la anchura a atravesar por el agua lo mayor posible puesto que a mayor ancho y alta densidad de vegetación se obtiene una mayor capacidad filtrante y un considerable grado de depuración.

Las franjas de filtración pueden acoger cualquier forma de vegetación natural, desde un prado hasta un pequeño bosques.

Imagen 11. Franja filtrante

Franja filtrante en aparcamiento. Fuente: ISWM

Usos típicos:

- Recogida de agua de zonas adyacentes impermeables, como pueden ser los parkings.
- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales/industriales.

Ventajas/beneficios:

- Adecuadas para tratar la escorrentía de grandes superficies impermeables adyacentes.
- Además de la filtración disminuye la escorrentía, facilitan la evaporación del agua.
- Son de fácil construcción y bajo coste.
- Como tratamiento previo del agua antes de pasar a otra técnica de drenaje urbano sostenible, es muy efectiva.
- Se integran fácilmente en el paisaje y pueden tener un gran valor estético.

Desventajas y limitaciones:

- No son adecuadas en lugares inclinados.
- No son convenientes en lugares donde el agua entrante tenga una alta carga de contaminación y haya un acuífero cerca.

- No atenúan de forma significativa el volumen de agua de escorrentía ni el caudal pico.

Requisitos de mantenimiento:

- Hay que inspeccionarlas y limpiarlos periódicamente.
- Necesitan de un cuidado de la vegetación presente.
- Hay que reparar las zonas erosionadas y/o dañadas.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: ESCASO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: MEDIO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO
- Potencial ecológico: MEDIO

2.1.7.8. Depósitos de infiltración

Son depresiones en el terreno o embalses poco profundos que se diseñan para almacenar e infiltrar gradualmente la escorrentía generada en las superficies adyacentes. El objetivo de estos depósitos es la transformación de un flujo superficial en subterráneo, eliminando los contaminantes mediante filtración, adsorción y transformaciones biológicas. Además de tener capacidad de tratar la contaminación disuelta también tienen capacidad para minimizar los efectos de la contaminación térmica sobre los medios receptores, puesto que la temperatura del agua se templea con el ambiente antes de ser vertida.

Ha de tener forma irregular, con bases anchas y taludes laterales suaves cubiertos de vegetación. Los desagües inferiores deben ser capaces de desaguar en todo momento para evitar colapsar el sistema.

El rendimiento de estas técnicas se puede mejorar colocando un sistema de pretratamiento que disminuya la entrada de sólidos en suspensión, reduciendo así el riesgo de colmatación de la zona de infiltración.

Para que esta técnica trabaje de forma óptima se recomienda que el área drenante sea inferior a 10 hectáreas, y su ocupación en planta sea entre un 2 y un 3 por ciento de dicha área. No han de instalarse en lugares con pendientes superiores al 15% y el fondo ha de mantenerse de forma horizontal. La diferencia de cotas entre la entrada y de la salida ha de estar en torno a los 90 centímetros. El nivel freático ha de estar a más de 1,2 metros de profundidad. Y el suelo ha de ser muy permeable, con una capacidad de infiltración superior a los 12 mm/hora.

Imagen 12. Depósito de infiltración



Vista superficial de un depósito de infiltración. Fuente: Stormwater Partners of SW Washington

Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad donde las aguas no arrastren una carga contaminante importante.

Ventajas/beneficios:

- Reduce notablemente el volumen de escorrentía.
- Puede ser muy eficaz en la eliminación de contaminantes por filtración.

- Contribuye a la recarga de las aguas subterráneas y el aumento del flujo base
- Sencillo y rentable de construir
- Las variaciones en su rendimiento son fácilmente visibles.

Desventajas y limitaciones:

- Nivel de fracaso potencialmente alto debido a la inadecuada ubicación, mal diseño o la falta de mantenimiento, especialmente si no se incorpora un pre-tratamiento adecuado.
- Se necesitan de estudios geotécnicos completos para confirmar la idoneidad para la infiltración
- No son apropiados para el drenaje de zonas donde se concentran altas cargas de contaminantes en las aguas de escorrentía.
- Requieren de un área grande y plana.

Requisitos de mantenimiento:

- Inspecciones periódicas para detectar signos de deterioro en el rendimiento y posibles obturaciones.
- Eliminación de restos y residuos.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Mantener en buen estado la vegetación.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

Rendimiento:

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: BUENO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO

2.1.7.9. Depósitos de retención y tanques subterráneos

Son depósitos cuya función es la de laminar el hidrograma mediante el almacenamiento de un volumen de escorrentía y su posterior vertido al medio. Se construyen bajo tierra

por la escasez del terreno o por que las condiciones del entorno no recomienden una infraestructura a cielo abierto, han de construirse bajo el suelo. Pueden estar hechos con materiales diversos, siendo el hormigón armado y los materiales plásticos como el polipropileno, los más habituales.

Estanques de retención

Son lagunas artificiales que tienen agua de forma permanente por lo que permiten la proliferación de flora y fauna acuáticas. Su profundidad ha de estar comprendida entre 1,2 y 2 m. El volumen de agua constante oculta bancos de sedimentos antiestéticos e incrementa el rendimiento en la eliminación de nutrientes, metales pesados, coliformes y materia orgánica. La característica fundamental que tienen los estanques de retención es su capacidad de eliminación de contaminantes, ya sea por sedimentación o por procesos de biodegradación llevados a cabo por las plantas y microorganismos que allí habitan.

Se dimensionan para garantizar largos periodos de retención de la escorrentía, de 2 a 3 semanas.

Ya que requieren de un caudal base elevado, este tipo de estanque se utiliza en estrategias de control regional.

Los principales condicionantes físicos a los que está supeditado el establecimiento de esta medida de control de la escorrentía son que necesita de grandes extensiones del área de drenaje de unas 10 hectáreas aproximadamente, la pendiente longitudinal del perfil no puede superar el 15% y la diferencia de cotas entre la entrada y la salida ha de estar comprendida entre 1,2 y 1,8 metros. Otro factor importante en el diseño de estos elementos es su localización, deben evitarse zonas próximas a acuíferos y si no puede ser, impermeabilizar el fondo del estanque para evitar que los agentes contaminantes lleguen a las aguas subterráneas.

Los estanques de retención se clasifican en:

- **Estanque de retención** propiamente dicho, es aquel en el que el volumen de agua permanente es igual al volumen de calidad de agua.
- **Estanque de retención extendido**, el volumen de agua permanente es un porcentaje mayor del 50% al volumen de calidad de agua.
- **Microestanque de retención**, el volumen de agua a tratar es inferior a una quinta parte del volumen de calidad, pero el rendimiento de tratamiento es bueno para pequeñas cuencas de unas 4 hectáreas.

Imagen 13. Estanque de retención en área residencial de Seattle (USA).



Fuente: Clean Water America Allianc

- **Sistemas de estanques múltiples**, la suma de del volumen de todos los estanques componentes del sistema es igual al volumen de calidad de agua. Al incrementar los tiempos de retención del agua, la eliminación de sustancias no deseables es más efectiva, pero en contraposición necesitan de más espacio.

Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad donde además de dar valor paisajísticos puede tener otros usos sociales.

Ventajas/beneficios:

- Tiene capacidad de gestión para tormentas con período de retorno alto.
- Elimina buena capacidad de contaminantes urbanos.

- Con el fondo impermeabilizado, puede utilizarse donde las aguas subterráneas sean vulnerables.
- Suele tener buena aceptabilidad en las comunidades.
- Alto potencial ecológico, estético y puede tener usos recreativos.
- Pueden agregar valor a las propiedades locales.

Desventajas y limitaciones:

- No se produce ninguna reducción significativa en el volumen de escorrentía.
- Sin una entrada de agua regular, se pueden dar condiciones de anaerobiosis.
- En zonas densamente pobladas existe limitación de espacio.
- No es recomendable su construcción en zonas escarpadas.
- Colonizaciones por especies invasoras podrían aumentar las necesidades de mantenimiento.

Requisitos de mantenimiento:

- Eliminación de restos y residuos.
- Mantener en buen estado la vegetación.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: BUENO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO

2.1.7.10. Humedales artificiales

Son elementos artificiales, de escasa profundidad y con una elevada densidad de vegetación emergente, propia de pantanos y zonas húmedas. Esta alta cantidad de vegetación hace que los niveles de bioeliminación de contaminantes sean más que notables.

Una de las ventajas más significativas de estas técnicas es que aporta un gran potencial ecológico, estético, educacional y recreativo al lugar en el que son emplazadas.

A la hora de su diseño hay que tener en cuenta que: las áreas de drenaje han de estar en torno a las 10 hectáreas, la pendiente longitudinal no ha de superar el 8%, la diferencia de cotas entrada-salida tiene que estar entre 0,9 y 1,5 metros y el suelo ha de impermeabilizarse si hay algún acuífero cercano. Para que los rendimientos de funcionamiento sean adecuados, en el diseño de cualquier humedal hay que dimensionar cuatro zonas interdependientes con varias profundidades. Estas cuatro zonas son:

1. Zona de aguas profundas, con un calado entre 0,5 y 1,8 metros y donde se desarrolla vegetación sumergida y flotante.
2. Zona baja de vegetación emergente, con un calado pequeño, entre 6 cm y medio metro.
3. Zona alta de vegetación emergente, desde los 6 cm hasta el nivel normal del estanque. En esta zona hay que incorporar una gran variedad de especies vegetales y su extensión ha de ser superior a la de la zona baja.
4. Zona inundable, es la situada por encima del volumen permanente y que se inunda durante los episodios de mayor intensidad.
- 5.

Imagen 14. Humedad artificial



Fuente: Chesapeake Stormwater Network

Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad aunque pueden construirse a diferentes escalas, dependiendo del nivel de urbanización.
- Gestión de la calidad del agua de escorrentía urbana, son capaces de retener una alta gama de contaminantes.

Ventajas/beneficios:

- Excelente capacidad de eliminación de contaminantes.
- Con ciertos cuidados, pueden utilizarse donde las aguas subterráneas son vulnerables.
- Buena aceptabilidad por parte de la comunidad.
- Alto potencial ecológico, estético y beneficios sociales y paisajísticos.
- Pueden revalorizar una comunidad, al incrementar su valor paisajístico.

Desventajas y limitaciones:

- Requieren de una elevada ocupación del suelo.
- Se necesita de un flujo base mínimo.
- Tiene un limitado rango de calados efectivos para la atenuación de flujo.
- Pueden aparecer problemas de eutrofización.
- Poca reducción del volumen de escorrentía.
- No son convenientes en sitios con pendiente.
- La posible colonización por especies invasoras aumentaría los requerimientos de mantenimiento.
- Rendimiento susceptible de variar con las entradas de sedimentos.

Requisitos de mantenimiento:

- Eliminación de restos y residuos.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Mantener en buen estado la vegetación, en este caso se necesitarán técnicos con conocimientos avanzados de botánica.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

Rendimiento

- Reducción del caudal punta: BUENO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO

2.2. Hidrología e hidráulica de sumideros

2.2.1. Obtención de caudales – Método racional

La Norma Boliviana de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial establece que, para la estimación del caudal de diseño, debe utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas pluviales con base en la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escurrimiento.

La ecuación del método racional, expresada en unidades compatibles es:

$$Q = C * i * A$$

Dónde:

Q= Caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales, en l/s

C= Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional.

I= Intensidad media de la lluvia en l/s/ha

A= Área de la superficie de las zonas afluentes, en ha.

Asimismo, la misma ecuación del método racional se debe utilizar para las siguientes unidades:

$$Q = 0,278 * C * i * A$$

Dónde:

Q= Caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales, en m³/s.

C= Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional.

I= Intensidad media de la lluvia en mm/h.

A= Área de la superficie de las zonas afluentes, en km².

De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- a) El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad “i” de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto.
- b) La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación.
- c) El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto a).

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 50 ha. Cuando éstas son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2 Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca.

Área de la cuenca. (A)	Método hidrológico.
A < 50 ha	Método racional
50 ha < A < 500 ha	Método racional modificado
A > 500 ha	Otros métodos; por ejemplo hidrograma unitario.
Fuente: Norma Boliviana 688- Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial.	

2.2.1.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía en general, se selecciona de acuerdo a la cobertura del suelo, tomando como referencia los valores que se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 3. Coeficientes de escorrentías típicos en el drenaje urbano (Mays, 2004)

TIPO DE DRENAJE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA
Comercial	
Áreas interiores	0.70 – 0.95
Áreas vecinas	0.50 – 0.70
Residencial	
Áreas unifamiliares	0.30 – 0.50
Unidades múltiples, juntas	0.40 – 0.60
Unidades múltiples, separadas	0.60 – 0.75
Suburbanas	0.25 – 0.40
Área de apartamentos	0.50 – 0.70
Industrial	
Zonas livianas	0.50 – 0.80
Zonas pesadas	0.60 – 0.90
Parques y cementerios	0.10 – 0.25
Zonas infantiles	0.20 – 0.40
Zonas ferroviarias	0.20 – 0.40

Zonas descubiertas	0.10 – 0.30
Zonas abiertas con césped	
Plano, 2 %, suelo arenoso	0.05 – 0.10
Medio ,2 – 7 %, suelo arenoso	0.10 – 0.15
Fuerte, 7%, suelo arenoso	0.15 – 0.20
Suelos pesados, plano, 2%	0.13 – 0.17
Suelos pesados, medio, 2 – 7 %	0.18 – 0.22
Suelos pesados, fuertes ,7%	0.25 – 0.35
Calles	
Asfalto	0.70 – 0.95
Concreto	0.80 – 0.95
Ladrillo	0.70 – 0.85
Calzadas y caminos	0.75 – 0.85
Techos	0.75 – 0.95
Fuente: Héctor Rodríguez Díaz Drenaje Urbano. Elementos de diseño.	

Si el área de estudio tiene varios tipos de coberturas, se puede calcular un coeficiente compuesto o ponderado, utilizando el peso de cada área de la siguiente manera:

$$C = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$$

Donde el subíndice i corresponde a los valores designados para los diferentes tipos de terrenos.

2.2.1.2 Área de drenaje

El origen de las áreas de drenaje está dado por la infraestructura y desarrollo urbano y por las vías y el tipo de edificaciones. El área se define de acuerdo al punto donde se recoge la escorrentía, sumidero o estructura de captación, la heterogeneidad de la superficie debida a vías, techos, jardines, parques, etc., y el recorrido de la escorrentía por las superficies o por las conducciones.

2.2.1.3 Tiempo de concentración

De acuerdo con las normas de alcantarillado de Empresas Públicas de Medellín (EPM), el tiempo de concentración se calcula con la siguiente expresión:

$$T_c = T_e + T_r$$

Dónde:

T_c= Tiempo de concentración.

T_e= Tiempo de entrada.

T_r = Tiempo de recorrido.

2.2.1.3.1. Tiempo de entrada

Corresponde al tiempo que toma el flujo superficial para viajar desde la parte más alejada de la sub cuenca hasta el punto de entrada o sumidero. El tiempo es una función de la longitud, la pendiente promedio y la naturaleza de la cuenca. Para su cálculo se puede aplicar la siguiente formula:

Ecuación de la Administración Federal de Aviación de Estados Unidos.

Esta ecuación se utiliza frecuentemente para el cálculo de la escorrentía superficial en áreas urbanas.

$$T_e = \frac{0.707 * (1.1 - C) * L^{\frac{1}{2}}}{S^{\frac{1}{3}}}$$

Dónde:

Te= Tiempo de entrada

C= Coeficiente de escorrentía (adimensional)

L= Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m)

S= Pendiente promedio entre el punto más alejado y el punto de entrada de red (m/m)

2.2.1.3.2. Tiempo de recorrido en el sistema de drenaje

El tiempo de recorrido es el tiempo que tarda el agua en recorrer el sistema de tuberías desde la entrada o sumidero hasta la salida de la cuenca, en función de la velocidad promedio en la tubería y su longitud.

La velocidad promedio en la tubería puede calcularse con las ecuaciones de flujo uniforme, determinadas por la ecuación de Manning para la sección circular.

Una vez estimada la velocidad, se calcula el tiempo de recorrido mediante la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{L}{60 * v}$$

Dónde:

Tr = Tiempo de recorrido

L= Longitud de tubería (m)

V= Velocidad promedio del flujo (m/s)

2.2.1.4 Intensidad de lluvia.

Una vez que se ha determinado el tiempo de concentración, se presume que este es igual a la duración de la lluvia. Al usar el método racional, la selección del periodo de retorno permite disponer de una lluvia asociada a estas dos condiciones y que se determinará utilizando curvas IDF. La intensidad así obtenida es la que se utiliza en la formula racional.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base hidrológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los

eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación, con periodos de retorno específicos. Se debe verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben analizarse para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información histórica de las lluvias.

Para la determinación de la intensidad de lluvia se utilizará la ecuación de la Tesis de grado de Armin Mamani Fita. “Estimación y actualización de las ecuaciones intensidad-duración – frecuencia para las principales ciudades del departamento de Tarija”.

Para el cálculo de intensidad se emplea la ecuación calibrada para la ciudad de Tarija, a partir del modelo estadístico de Sherman. Donde el autor de la tesis presenta la siguiente ecuación:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad en mm/h.

T= Periodo de retorno de lluvia en años.

d= Duración de la lluvia en minutos.

2.2.1.5. Periodo de retorno.

El periodo de retorno de diseño es un factor importante para la determinación de la capacidad de las redes de alcantarillado pluvial y la prevención de inundaciones en vías y áreas urbanas.

La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio.

La Norma boliviana 688 establece que, dependiendo de la importancia de la estructura hidráulica, el proyectista debe definir el período de retorno o grado de protección, esto

es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso, este periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla 4.

Tabla 4. Periodo de retorno o grado de protección (años)

Características del área de drenaje.	Mími mo	Aceptabl e	Recomendab le
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores a 2 ha.	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales con áreas tributarias menores a 2 ha.	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha.	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores a 10 ha.	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 ha.	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha.	25	25	50
Fuente: Norma Boliviana 688. Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial.			

2.2.2. Hidráulica de sumideros

Según el libro de Drenaje Urbano de Héctor Alfonso Rodríguez Díaz, la ubicación de la estructura de entrada define la capacidad hidráulica. Para sumideros localizados en puntos bajos de la vía, la capacidad hidráulica se calcula de la misma forma que la

capacidad de un vertedero, cuando la lámina de agua sobre la estructura de entrada es baja, o como orificio si el sumidero funciona en condiciones sumergidas. Las características hidráulicas de la cuneta y el esparcimiento máximo permitido sobre la vía definen la capacidad de los sumideros en tramos con pendiente.

2.2.2.1. Capacidad de intersección y eficiencia de los sumideros sobre un tramo de vía con pendiente

En un conjunto dado de condiciones, la capacidad de interceptación de entrada es el flujo interceptado por un sumidero, en tanto que la eficiencia de un sumidero es el porcentaje de flujo total sobre la cuneta que el sumidero interceptará.

La eficiencia del sumidero depende de los cambios en la pendiente transversal, la pendiente longitudinal, el flujo total de la cuneta y, en menor medida, de la rugosidad del pavimento. La eficiencia se define por la siguiente expresión:

$$E = \frac{Q_i}{Q_s}$$

Dónde:

E= Eficiencia

Qi= Caudal total de la calle en $\frac{m^3}{s}$

Qs= Flujo interceptado en $\frac{m^3}{s}$

El flujo que no es interceptado por el sumidero se denomina arrastre o la derivación Q_b

$$Q_b = Q_s - Q_i * (1 - c)$$

Siendo C un factor de obstrucción.

2.2.2.2. Capacidad de intersección de sumideros en un punto bajo o una depresión

Los sumideros en los lugares bajos funcionan como vertedero en condiciones de poca altura y como orificios a mayores profundidades.

La condición hidráulica como orificio comienza a profundidades que dependen del tamaño de la rejilla, la altura del bordillo de apertura o la anchura de la ranura de la entrada, según sea el caso. A profundidades en las que la condición hidráulica de las estructuras prevalece como vertedero y como orificio, el flujo está en una etapa de transición. Para estas profundidades, el control de flujo no puede estar claramente definido y éste puede fluctuar entre vertedero y orificio.

2.3. Sumideros

Una vez que el flujo se ha dirigido hacia la cuneta, la siguiente etapa es su evacuación hacia la red de agua de lluvias o hacia el sistema de drenaje natural. En el caso del drenaje urbano, los puntos de entrada se conocen como sumideros.

2.3.1. Tipos de sumideros

Los cuatro tipos principales de sumideros para la evacuación de escurrimiento son:

Sumidero de rejilla:

Es aquel que tiene una abertura en la cuneta, cubierta por una rejilla.

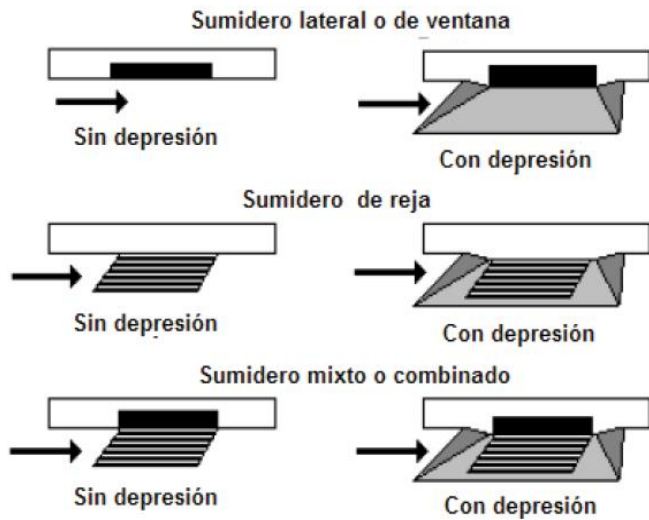
Sumidero lateral o de ventana:

Este sumidero consta de una abertura vertical en el cordón de andén. Está cubierto en la parte superior por una losa de concreto que, en este caso, es la acera.

Sumidero combinado:

Está constituido por los dos sumideros anteriores, localizados frente a frente.

Figura 3. Tipos de sumideros



2.3.2. Diseño de sumideros

2.3.2.1. Sumidero Lateral

La longitud requerida de un sumidero lateral, para la interceptación completa de un flujo

dado en la calle se calcula con la siguiente formula empírica:

$$L_t = K_C * Q_S^{0.42} * S_o^{0.3} * \left(\frac{1}{n * S_e} \right)^{0.6}$$

Dónde:

L_t = Longitud del sumidero lateral en metros para interceptar el 100% del flujo de la cuneta.

K_C = Coeficiente de unidades: Para sistema Internacional 0,817 y para el sistema inglés 0,6.

Q_S = Caudal en la calle $\frac{m^3}{s}$

S_o = Pendiente longitudinal de la vía m/m.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

S_e = Pendiente equivalente m/m.

Para una depresión en la cuneta resulta:

$$S_e = S_x + s_w * E_w$$

Para una cuneta sin depresión:

$$S_e = S_x$$

S_x = Bombeo o pendiente transversal.

s_w = Pendiente transversal en la cuneta.

E_w = Relación del flujo frontal $\frac{Q_w}{Q_s}$.

Q_w = Flujo frontal transportado por la cuneta.

Q_s = Flujo transportado por la calle (Flujo de cuneta más flujo de ancho de vía).

La capacidad de un sumidero lateral con una longitud menor que la longitud requerida se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_a = Q_s \left[1 - \left(1 - \frac{L_e}{L_t} \right)^{1.80} \right]$$

Dónde:

Q_a = Capacidad de interceptación del sumidero lateral.

L_e = Longitud efectiva del sumidero lateral.

$$L_e = L_c * (1 - c)$$

L_c = Longitud menor que la longitud L_t , es decir la longitud estándar de un sumidero lateral.

2.3.2.2. Sumidero de rejilla

La intercepción de flujo frontal por una rejilla es determinada por la velocidad del flujo en la cuneta, la velocidad de salpicadura y la longitud de rejilla.

La velocidad de salpicadura es la velocidad bajo una rejilla obstruida. Y su cálculo se realiza a través de la siguiente formula:

$$V_o = p + q * L - r * L^2 + s * L^3$$

De donde L es la longitud de rejilla y los valores de p, q, r y s están determinados por la siguiente tabla:

Tabla 5. Velocidades de salpicadura sobre varios tipos de rejillas

Número	Tipo rejilla	p	q	r	s
1	Barra P-1-7/8	0,6767	4,03	2,1325	0,6458
2	Barra P-1-1/8	0,5364	3,12	1,4764	0,3229
3	Platinas	0,0914	4,85	4,2979	1,6146
4	Barra 45°	0,3018	2,64	1,1811	0,3229
5	Barra P-1-7/8-4	0,2256	2,44	0,8858	0,2153
6	Barra 30°	0,1554	2,34	0,6562	0,1076
7	Reticulada	0,0853	2,28	0,5906	0,1076

Fuente: Héctor Rodríguez Díaz. Drenaje Urbano. Elementos de diseño

El porcentaje de intercepción del flujo frontal R_f es expresado por:

- Si la velocidad de escurrimiento es mayor que la velocidad de salpicadura entonces:

$$R_f = 1 - K_C * (V_S - V_O)$$

- Si la velocidad de escurrimiento es menor que la velocidad de salpicadura entonces:

$$R_f = 1$$

Dónde:

V_S = Velocidad de flujo en la cuneta $\frac{m}{s}$

K_C = Coeficiente según unidades que se vaya a emplear: Sistema Internacional 0,295 y Sistema Inglés 0,09

El porcentaje de interceptación del flujo lateral R_s es expresado por:

$$R_s = \frac{1}{1 + \frac{0.0828 * V_S^{1,8}}{S_x * L^{2,3}}}$$

Dónde:

V_S = Velocidad de flujo en la cuneta ($\frac{m}{s}$)

S_x = Pendiente transversal de la vía ($\frac{m}{m}$)

L = Longitud de la rejilla (m)

Como resultado la capacidad total de interceptación ideal de un sumidero de rejilla es igual a:

$$Q_i = [R_f * E_w + R_s(1 - E_x)] * Q_s$$

Dónde:

E_w = Relación del flujo frontal $\frac{Q_w}{Q_s}$.

$$E_x = 1 - E_w$$

Aplicando el factor de obstrucción al área de la rejilla, la capacidad de interceptación real será:

$$Q_r = Q_i(1 - C)$$

Donde C es el factor de obstrucción en sumidero de rejilla y por lo general es 0,5.

No obstante, es preferible asignarle el factor de obstrucción a la longitud de rejilla obteniendo así el valor de la longitud efectiva.

$$L_e = L(1 - C)$$

2.4 Concreto Drenante

2.4.1. Definición

Un estudio de investigación en concreto drenante realizado por la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa en Perú, define al concreto drenante como una mezcla de agregado grueso, cemento, agua, y poco o ninguna arena. También conocido como el hormigón "sin finos" o poroso, esta mezcla crea una estructura de célula abierta, permitiendo al agua de lluvia infiltrarse al suelo subyacente. Simulando la superficie de tierra natural, el hormigón drenante es excelente para la evacuación de agua de lluvia.

2.4.2. Ventajas, inconvenientes y desafíos del concreto drenante

Las ventajas de los pavimentos de concreto drenante sobre los pavimentos de concreto convencional, según el comité ACI 522, son:

- Controla la contaminación que arrastra la corriente en las aguas de lluvias.
- Incremento de las instalaciones de parqueo, eliminando áreas para la retención de agua.
- Controla la escorrentía de aguas de lluvias.
- Reduce el deslizamiento sobre la superficie de caminos y carreteras.
- Reduce el deslumbramiento sobre la superficie de rodadura en gran medida, particularmente cuando está mojado por la noche.
- Reduce la interacción del ruido entre la llanta y el pavimento.

- Elimina o reduce el tamaño de las alcantarillas.
- Permite que el aire y el agua lleguen a las raíces de los árboles, aun cuando el pavimento esté dentro de la línea de goteo.

El concreto drenante ha sido ampliamente utilizado en estacionamientos vehiculares, filtro de evacuación de agua, aceras, bases de pavimentos, calles y otras vías, incluso de alto tráfico. La dosificación de los componentes del concreto drenante crea una estructura abierta que permite el paso libre del agua y el aire. Ciertos tipos de pavimento drenante permiten drenar desde 1.35 hasta 12.17 litros por segundo por metro cuadrado (l/s/m²), que es mucho mayor a las lluvias más fuertes, lo cual genera una ventaja en la evacuación rápida del agua.

La resistencia mecánica y la durabilidad del concreto drenante utilizado en pavimentos son menores que los de otros materiales elaborados con concreto hidráulico convencionales, pero pueden llegar a valores similares con una buena dosificación de la mezcla. Existen experiencias de uso del material como capa de rodadura y material de base en varios países del mundo.

El concreto drenante no necesita tratamiento especial cuando es utilizado como capa de base en lugares donde no existe la posibilidad de colmatación por arrastre de finos.

Sub bases impermeables, tales como arcilla, deben tener una capa permeable de al menos 15 cm instalados entre ella y el pavimento para recolectar el agua y evacuarla lateralmente al sistema de drenaje previsto.

Entre los posibles inconvenientes y desafíos a superar están:

- Uso limitado para zonas de tráfico de vehículos pesados.
- Prácticas de construcción especializadas.
- Tiempo de curado extendido.
- Sensibilidad al contenido de agua y control del concreto fresco.
- Cuidado y atención especial en el diseño para algunos tipos de suelos como los expansivos y susceptible a heladas, además los suelos con una muy baja permeabilidad.

- Falta de métodos de ensayo estandarizados.
- Atención especial que puede exigirse con la calidad del agua subterránea.
- Periodo de vida corto.
- Atención especial al diseño y construcción.
- No deberá utilizarse en zonas de protección de pozos o zonas de recarga de acuíferos para abastecimiento de agua; ya que la escorrentía puede afectar la calidad del agua (dependerá del entorno y del uso, por ejemplo, si filtraran aceites o líquidos que perjudiquen los mantos acuíferos).

Una de las preocupaciones al usar el material en capas de pavimentos, cuando existen riesgos de colmatación por arrastre de finos, es la necesidad de realizar el mantenimiento periódicamente en intervalos cortos de tiempo, si los niveles de materiales finos llegan a ocupar los vacíos, entonces será necesario en la etapa de diseño del proyecto tener en cuenta los dispositivos requeridos para el mantenimiento. Lavar con agua a presión permite restablecer las condiciones de permeabilidad del pavimento.

También preocupa el hecho de que siendo el suelo quien capta el agua y que también sustenta toda la estructura, en condiciones de saturación puede darse la pérdida de carga de soporte. Este hecho está impulsando investigaciones alrededor del mundo, especialmente en los lugares donde utilizan este sistema de pavimento.

2.4.3. Caracterización de los materiales componentes del concreto drenante

El concreto drenante, principalmente consiste de cemento portland normal, agregado grueso de tamaño uniforme, y agua. Esta combinación forma un aglomerado de agregado grueso rodeado de una delgada capa de pasta de cemento endurecida en sus puntos de contacto. Esta configuración produce vacíos entre el agregado grueso, el cual permite que el agua se infiltre a una tasa mucho mayor que el concreto convencional.

La resistencia y permeabilidad obtenidas con un pavimento drenante están determinadas por la mezcla que se va a utilizar. Las variables que afectan el comportamiento del concreto drenante son: granulometría, dosis de cemento, relación agua/cemento, aditivo y contenido de vacíos.

La granulometría utilizada resulta fundamental en las propiedades que tendrá el concreto drenante. Se debe utilizar agregados que presenten como mínimo dos caras fracturadas con ausencia casi total de finos, pues impermeabilizarían o sellarían la mezcla; así al tener un tamaño de agregado bastante uniforme, se puede obtener un porcentaje elevado de vacíos.

2.4.3.1 Agregados

Los agregados deberán cumplir con los requisitos de la Norma ASTM C33-07 y ASTM D448-07. De modo que, los agregados que no cumplan con las especificaciones de las normas anteriormente señaladas, pero que hayan demostrado mediante ensayos especiales o en uso, que producen concreto drenante con resistencia y permeabilidad adecuadas, pueden ser utilizados cuando así lo autorice el supervisor.

Los agregados se deben almacenar en depósitos o compartimentos adecuados y separados para cada tamaño de agregado. Cada compartimento se debe diseñar para que la operación de descarga sea libre y eficiente; de tal manera que, haya una mínima segregación. Los controles de operación deben permitir la interrupción de la descarga de material a la báscula en el momento deseado de manera que el material se pueda medir con precisión (aplica a máquinas dosificadoras).

Existen dos características en los agregados que tienen una importante influencia sobre el proporcionamiento de las mezclas de concreto y son:

La granulometría (tamaño de partícula y distribución)

Importante para:

- Trabajabilidad.
- Proporcionamiento de la mezcla.
- Contenido de cemento y por ende el contenido de agua.
- Compactabilidad de la mezcla.
- Estética del pavimento.

2.4.3.1.1. Agregado grueso

La estructura interna de un concreto drenante puede describirse como un conjunto de partículas de agregado grueso, en contacto y unidas entre sí por puentes constituidos por la pasta (cemento y agua) o el mortero que forma la arena (cuando hay presencia de finos en la mezcla) y la pasta; estos puentes son los que movilizan la resistencia del concreto. Esto se puede observar en la compresión de las probetas cilíndricas donde se produce la ruptura de estos puentes, siendo menor el evento de fractura del agregado grueso.

El número de puentes que se forman por unidad de volumen es función principalmente del tamaño y la graduación del agregado grueso. La diferencia que presenta el concreto drenante, dependiendo del tipo de agregado grueso, es notable; con un agregado uniforme se consigue menos resistencia que con uno graduado y será mucho menor cuanto mayor sea el diámetro del agregado.

Ya que prácticamente existe contacto entre las partículas de agregado grueso, los esfuerzos mecánicos se concentran y es conveniente ser más restrictivo en lo que respecta al desgaste de los Ángeles. Como valor de referencia puede emplearse el que fue adoptado por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, que indica utilizar agregados con un desgaste de Los Ángeles menor del 22%, absorción menor al 1% y un coeficiente de forma superior a 0.18.

Deberán evitarse agregados bien graduados, puesto que reducen la porosidad, y pueden no proveer un adecuado contenido de vacíos. Se sugiere un límite máximo de agregado grueso que pase el 15% de la malla N^a 4 (4.75 mm).

La humedad del agregado al tiempo de la mezcla es importante. La absorción del agregado deberá satisfacer la condición para lograr la condición saturada superficialmente seca (SSS). De otra manera, con un agregado seco resultará una mezcla, a la cual le falte adecuada trabajabilidad para su colocación y compactación.

El agregado, excesivamente húmedo, puede contribuir a que la pasta fluya, causando obstrucción intermitente en la estructura de vacíos deseada.

2.4.3.1.2. Agregado fino

El agregado fino si es utilizado, debe cumplir con la Norma ASTM C 33 – 08 "Especificación Estándar para Agregados de Concreto" y no deberá exceder de 0.10 m³ por 1.0 m³ de concreto drenante.

Dependiendo del pasante del agregado grueso en la malla N° 4 y como límite máximo del 15%, se podrá adicionar agregado fino según lo siguiente:

- Para un pasante del 5 al 10% de la malla N° 4 (4.75 mm) agregar 74 kg/m³ de agregado fino.
- Para un pasante del 0 al 5% de la malla N° 4 (4.75 mm) agregar 119 kg/m³ de agregado fino.

Conocer las características de los agregados a utilizar en la mezcla de concreto drenante, permitirá determinar la influencia que tendrán, ya sea en estado fresco como en estado endurecido. La tabla 6 nos indica cómo afecta la caracterización en dichos aspectos:

Tabla 6. Influencia de los Agregados en el Concreto Drenante en Estado Fresco y Endurecido

Características de los agregados	Aspectos influidos en el concreto	
	Concreto Fresco	Concreto Endurecido
Granulometría	Manejabilidad	Resistencia mecánica
	Requerimiento de agua	Economía
Limpieza (materia orgánica , limo, arcilla y otros finos)	Requerimiento de agua.	Durabilidad
		Resistencia mecánica
Densidad (Gravedad específica)	Peso Unitario	Peso Unitario
Absorción de Partículas	Pérdida de agua en la mezcla	Resistencia mecánica
		Permeabilidad

Forma de Partículas	Trabajabilidad Requerimiento de agua	Resistencia mecánica Economía
Textura Superficial	Trabajabilidad Requerimiento de agua	Resistencia mecánica Resistencia al desgaste Economía
Tamaño Máximo	Segregación Peso Unitario Requerimiento de agua	Resistencia mecánica Peso Unitario Permeabilidad Economía
Resistencia a la Abrasión	Ninguno	Resistencia a la Abrasión Durabilidad
Coefficiente de Expansión Térmica	Ninguno	Propiedades térmicas
Fuente: Normas ASTM C33-07, ASTM C 1688-09, ASTM C 131-07, ASTM C29-07		

2.4.3.1.3. Cemento

El cemento Portland, conforme a las Normas ASTM C 150, C 595 o C 1157, se utiliza como el aglutinante principal.

El almacenamiento debe garantizar que el cemento no pierda sus características físicas y químicas establecidas en las normas mencionadas, y se debe tener control sobre las emisiones de polvo. En el caso de que se almacenen varios tipos de cemento, estos se deben almacenar por separado.

Una mayor dosis de cemento generará un concreto más resistente, pero demasiado cemento disminuirá el porcentaje de vacíos interconectados en el concreto, perdiendo éste su capacidad de infiltración. Es recomendable usar una dosis que fluctúe entre los 300 Kg/m³ y los 400 Kg/m³, según requisitos de resistencia y permeabilidad.

2.4.3.1.4. Agua

La calidad del agua para concreto drenante será la misma que para los requisitos que gobiernan los concretos convencionales. El concreto drenante deberá ser proporcionado con una relativa baja relación agua/material cementante (a/mc) (típicamente 0.26 a 0.40), porque una cantidad de agua en exceso producirá que la pasta fluya y selle el sistema de poros. La adición de agua, por lo tanto, deberá ser monitoreada en el campo. Información adicional de la calidad del agua se encuentra en el comité ACI 301. Además, el agua reciclada de las operaciones de concreto puede ser utilizada, pero solamente si cumple las disposiciones de ASTM C94/94M – 07 o AASHTO M-157.

La dosis de agua utilizada para concreto drenante tiene una gran repercusión en las propiedades de la mezcla. Una cantidad insuficiente de agua resultará en una mezcla sin consistencia y con una baja resistencia. Una cantidad excesiva de agua, generará una pasta que sellará los vacíos de la mezcla y que, además, lavará el cemento desde la superficie del agregado, produciendo una baja resistencia al desgaste superficial.

2.4.4. Propiedades.

Las propiedades del concreto drenante que se señalan en el texto realizado por Carlos Aire en el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, son las siguientes:

Propiedades en estado fresco

- **Revenimiento:** En general es cero, sin embargo, se usan valores en el rango de 20 a 50 mm. La prueba de revenimiento no es una prueba que se considera para fines de control de calidad, como en el caso del concreto convencional, solo se considera como un valor de referencia. Tal situación se debe principalmente a que la mezcla es demasiado rígida y la medición del revenimiento en la mayoría de los casos no es aplicable.

- **Peso unitario:** El peso unitario del concreto drenante es del orden del 70% del concreto convencional.
- **Tiempo de fraguado:** El tiempo de fraguado se reduce en el concreto drenante, por lo que en algunos casos se debe usar aditivos químicos para permitir la adecuada colocación.

Propiedades en estado endurecido

- **Porosidad:** La porosidad es una medida de los espacios vacíos entre los agregados. La condición para que un concreto sea permeable es que el contenido de vacíos sea mayor al 15%.
- **Permeabilidad:** La permeabilidad al igual que la porosidad depende de las propiedades de los materiales, la proporción de la mezcla y de los métodos de colocación y compactación. Una excesiva compactación reducirá la permeabilidad al sellar los poros necesarios para la filtración del agua.

Propiedades mecánicas

- **Resistencia a la compresión:** La resistencia a la compresión típica es del orden de 17 MPa, sin embargo, se pueden desarrollar resistencias hasta de 28 MPa. La resistencia a la compresión está influenciada por los materiales componentes, el esfuerzo de compactación y por el contenido de vacíos.
- **Resistencia a la flexión:** La resistencia a la flexión varía entre 1 y 3.8 MPa. Su determinación puede estar sujeta a una importante variabilidad, por lo que es común medir la resistencia a la compresión y usar relaciones empíricas para estimar su valor.
- **Contracción:** La contracción por secado en el concreto drenante se presenta más pronto, sin embargo, es menor, a la mitad del valor esperado en el concreto convencional. La menor contracción permite eliminar el número de juntas, o en todo caso, respecto a los pavimentos construidos con concretos convencionales, colocarlas de forma más espaciada.

-

Tabla 7. Propiedades típicas del concreto drenante

PROPIEDAD	RANGO
Revenimiento ,mm	20
Peso unitario, $\frac{kg}{m^3}$	1600 - 2000
Tiempo de fraguado, hora	1
Porosidad, % (en volumen)	15 – 25
Permeabilidad, $\frac{lt}{m^2 \cdot min}$	120-320
Resistencia a compresión MPa	3.5-28
Resistencia a flexión, MPa	1 - 3.8
Contracción	$200 \cdot 10^{-4}$
Fuente: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	
Autor :Carlos Aire	

2.4.5. Dosificación de concreto drenante

El procedimiento de diseño del concreto drenante difiere mucho con relación al concreto convencional, ya que éste se basa en la relación agua/cemento o la resistencia del concreto ya sea a la compresión como a la tensión. En cambio, en el concreto drenante lo más importante es el porcentaje de vacíos y el volumen de pasta, puesto que el porcentaje de vacíos determinará la velocidad de infiltración y en consecuencia, la permeabilidad del concreto drenante; por otro lado el volumen de pasta asegura la adherencia entre las partículas del agregado grueso.

En el apéndice 6 del comité ACI 211.3, se proporciona un método para la dosificación de concreto drenante sin revenimiento, que se utiliza para pavimentos y otras aplicaciones donde el drenaje y la percolación son necesarios.

2.4.5.1. Materiales

Las graduaciones más comunes de agregado grueso utilizadas en el concreto drenante reúnen los requerimientos de la Norma ASTM C 33, los tamaños de malla de 9.5 a 2.36 mm (Tamaño N° 8), 12.5 a 4.75 mm (Tamaño N° 7), y 19.0 a 4.75 mm (Tamaño N° 67).

El agregado fino se incorpora para aumentar la resistencia a la compresión y reducir la percolación a través del concreto.

2.4.5.2. Relación agua/material cementante

La relación Agua/Material Cementante es una importante consideración para mantener la resistencia y la estructura de vacíos del concreto. Una alta relación Agua/Material Cementante reduce la adhesión de la pasta al agregado, y causa que la pasta fluya y llene los vacíos, aun cuando la compactación sea de menor intensidad. Una baja relación Agua/ Material Cementante tiende a causar bolas en el mezclador y evita una distribución uniforme. La experiencia muestra que un rango de 0.35 a 0.45 provee el mejor recubrimiento del agregado y estabilidad en la pasta.

2.4.5.3. Porcentaje de vacíos

Para asegurar que el agua filtre a través del concreto drenante, el porcentaje de vacíos, calculados como porcentaje de aire por el método gravimétrico (ASTM C 138), deber ser 15% o mayor como se muestra en la figura 11. En este sentido, la resistencia a la compresión del concreto, según se muestra en la figura, para este contenido de vacíos sería aproximadamente de 24 MPa (3500 psi) a los 28 días. A mayor porcentaje de vacíos, mayor tasa de percolación, pero menor resistencia a la compresión. A menor porcentaje de vacíos, menor tasa de percolación, pero mayor resistencia a la compresión.

Además, la resistencia a la compresión aumenta conforme disminuye el tamaño máximo nominal del agregado.

2.4.5.4. Cantidad de agregado grueso

Los ensayos de la densidad seca varillada sobre el agregado grueso, realizado por la National Aggregates Association – National Ready Mixed Concrete Association (NAANRMCA) muestran que la densidad seca varillada del agregado grueso, determinado por la Norma ASTM C 29/29M-07, puede ser usada efectivamente en la proporción del concreto drenante, donde:

- b/b_o = Volumen seco varillado del agregado grueso en una unidad de volumen de concreto.
- b = Volumen real del agregado grueso en una unidad de volumen de concreto.
- b_o = Volumen real del agregado grueso en una unidad de volumen de agregado grueso.

El valor b/b_o compensa automáticamente los efectos de diferentes formas de partículas de agregado grueso, clasificación (graduación) y gravedad específica. Por otra parte, los valores de b/b_o para una gama de agregados de tamaño máximo nominal normalmente se utilizan en concreto drenante, de 10 a 20 mm (3/8 a 3/4 pulgadas), y son muy similares.

La Tabla 8 expone los valores de b/b_o para agregados grueso de tamaño N° 8 y N° 67 y para contenidos de agregado fino de 0, 10, y 20% del total de agregado.

Tabla 8. Valores Efectivos de b/b_o

Porcentaje de Agregado Fino	b / b_o	
	ASTM C33 Tamaño N° 8	ASTM C33 Tamaño N° 67
0	0.99	0.99

10	0.93	0.93
20	0.85	0.86
Fuente: Comité ACI 211.3. Apéndice 6		

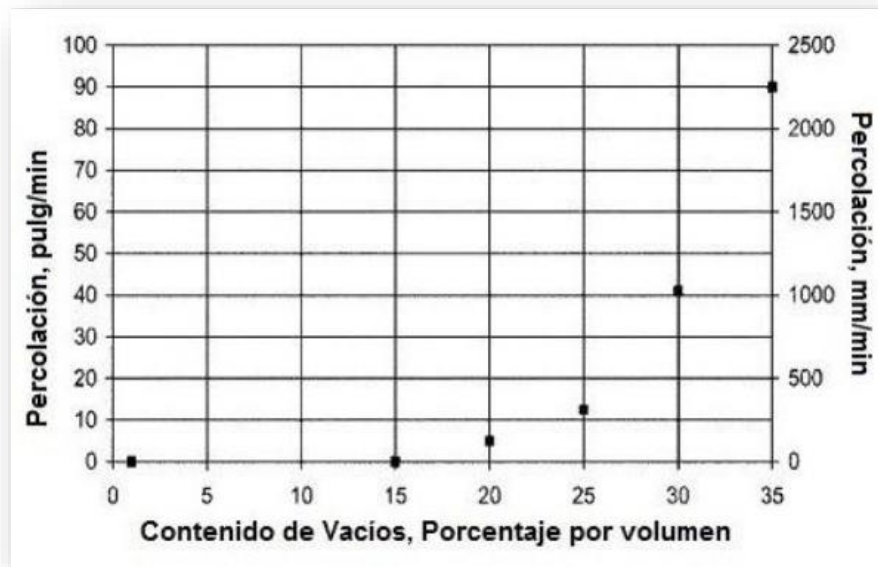


Figura 4. Fuente: Comité ACI 211.3. Apéndice 6
Figura 3. Contenido de vacíos mínimo para la percolación basada en pruebas y métodos de ensayos de NAA-NRMCA (National Aggegates Association – National Ready Mixed Concrete Association)

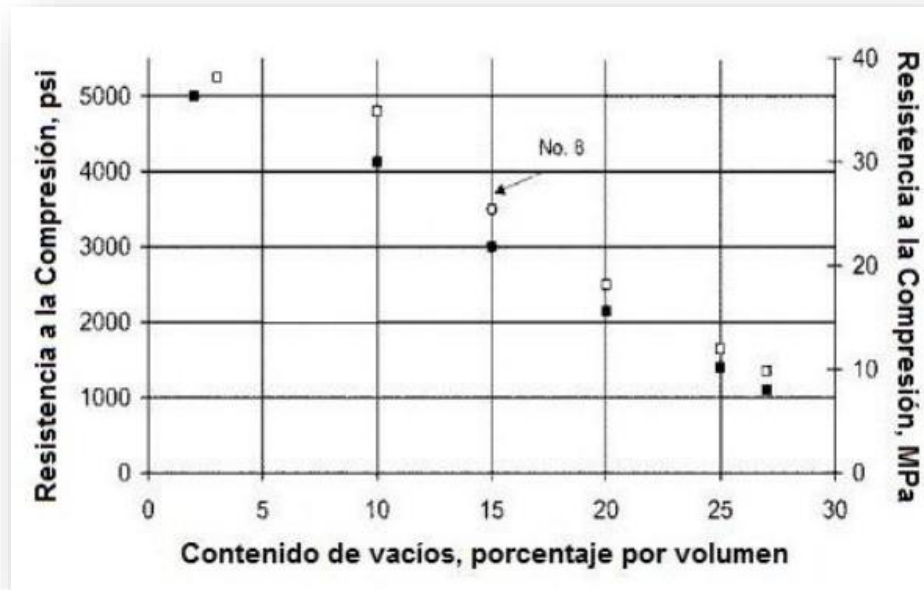


Figura 5 Relación entre el contenido de vacíos y resistencia a la compresión a los 28 días para agregados de tamaño N° 67 y N° 8 de la Norma ASTM C33

2.4.6.

Procedimiento de Dosificación.

El procedimiento de dosificación para el concreto drenante está basado en el volumen de pasta necesaria para ligar las partículas de agregado en conjunto, manteniendo el contenido de vacíos necesario, como se muestra en la figura. La cantidad de agregado depende de la densidad seca varillada y los valores b/bo seleccionados de la Tabla 8.

Una vez que el volumen de pasta se determina de la figura 13, y seleccionada la relación Agua/Material Cementante deseada, el cemento y las cantidades de agua puede determinarse a partir de la relación:

Volumen de Pasta (VP) = Volumen de Cemento + Volumen de Agua en m³, o

$$V_P = \frac{C}{3150} + \frac{W}{1000}$$

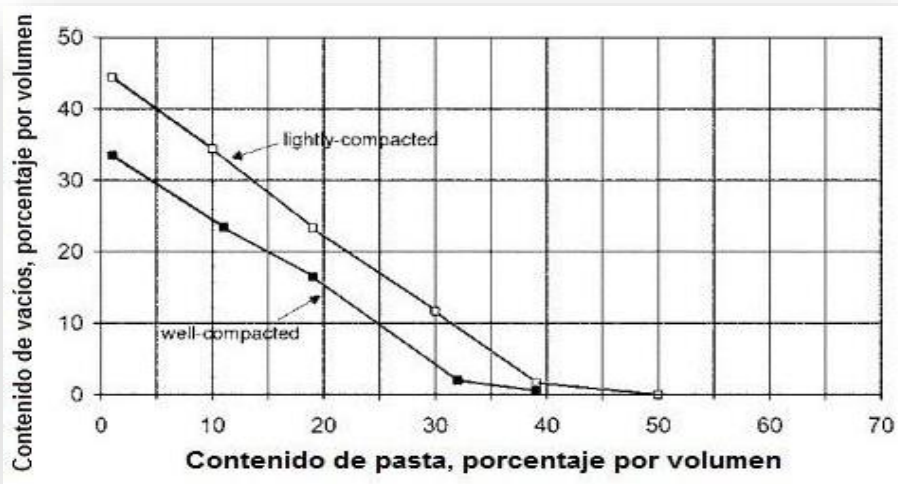
Donde **C** es la masa de cemento y **W** es la masa de agua. Si la relación Agua/ Cemento es (W/C), entonces:

$$W = \left(\frac{W}{C}\right) * C$$

Entonces:

$$W = \frac{C}{3150} + \frac{W * C}{C * 1000}$$

Cuando el agregado fino se utiliza, el volumen de pasta se debe reducir en un 2% por cada 10% de agregado fino del total del agregado, para concreto drenante bien compactado y un 1% por cada 10% de agregado fino del total del agregado, para concreto drenante ligeramente compactado. Estas reducciones son necesarias para mantener el mismo porcentaje de vacíos por volumen.



Fuente: Comité ACI 211.3. Apéndice 6

Figura 6. Relación entre pasta y contenido de vacíos para agregados de Tamaño N° 8 según designación de la Norma ASTM C 33.

La dosificación de la mezcla calculada debe ser revisada en el laboratorio por bacheadas de prueba y ajustes según sea necesario.

Además, se recomienda que las bacheadas de prueba incluyan dos mezclas adicionales con 30 kg/m³ más y 30 kg/m³ de cemento menos. Estas mezclas deben también incluir los ajustes apropiados en:

- Agua para producir la relación necesaria de Agua/Material Cementante.
- Agregados para mantener el porcentaje de vacíos requerido. En general, el logro del contenido de vacíos requerido y de la tasa de percolación con una pasta estable es de mayor importancia que la resistencia a la compresión de la mezcla.

2.4. Ejemplos de aplicación del pavimento permeable en otras ciudades.



Imagen 15. Fraccionamiento Dos Bocas, Veracruz (México) HIDROCRETO® Y ECOCRETO® son Marcas Registradas y se encuentra protegido por diversas patentes en México y otros países



**Imagen 16. Schnyder Electric, planta Tlaxcala (estacionamiento) México
HIDROCRETO® Y ECOCRETO® son Marcas Registradas y se encuentra
protegido por diversas patentes en México y otros países**



Imagen 17.

Fuente. Arquigráfico es un portal sobre Arquitectura, Ingeniería, Construcción, Decoración. Está editado por el arquitecto Adhonys Eralte. Graduado en la Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña, en Santo Domingo, República Dominicana. <http://www.arkigrafico.com/pavimento-permeable-la-mejor-opcion-contra-las-inundaciones/>



Pavimento drenante frente al hotel Intercontinental de Zapopan, Jalisco (México)
Imagen 18. Fuente: Eco Concreto <http://guiamexico.com.mx/empresas/ecocreto-s-a-de-c-v.html>



Imagen 19. Naucalpan de Juárez - ESTADO DE MÉXICO

Fuente. <http://guiamexico.com.mx/empresas/ecocreto-s-a-de-c-v.html>

CAPÍTULO III

APLICACIÓN PRÁCTICA DE LAS ALTERNATIVAS (SUDS) EN PUNTOS CRÍTICOS DONDE EXISTE PROBLEMAS DE ESCORRENTIA EN LA CIUDAD DE TARIJA

3.1. Descripción de la zona de estudio

Una vez estudiadas, Analizadas los requerimientos y características de las alternativas de un sistema sostenible de drenaje urbano, he decidido plantear la alternativa de pavimento permeable en diferentes puntos de la ciudad de Tarija, puesto que es una de las alternativas del (SUDS) que más se adecua al sistema de drenaje de la ciudad en estudio. La ciudad de Tarija cuenta con un sistema de drenaje pluvial convencional que no fue proyectado para nuevos espacios urbanos y el acelerado crecimiento de la población.

Imagen 20. Las calles de Tarija en un evento de lluvia por la deficiencia del alcantarillado pluvial convencional.



Cercado es una de las 6 provincias en que se divide el departamento de Tarija, Bolivia.

Figura 7. Mancha urbana de la ciudad de Tarija

Cuenta con una superficie 2.074 km², Población 153.457, Densidad 74, 00 hab/km².

Fuente INE 2001



3.1.1. Determinación de los puntos estratégicos de la aplicación

Para realizar la aplicación práctica del pavimento permeable se seleccionaron ocho puntos para ser analizados.

La selección de dichos puntos fue tomada a partir de diferentes criterios:

Recopilación e información de problemas de inundación dentro del casco viejo de la ciudad de Tarija en épocas de lluvia de grandes precipitaciones, los puntos seleccionados con este historial son: Av. Víctor Paz y calle Junín. (Colegio Liceo Tarija), otro punto es La calle Daniel Campos y calle 15 de Abril, en este punto uno de su principal problema es la exagerada altura de la esorrentía sobrepasando el nivel de la acera. Esto problemas vienen dados y acompañados por la reducción de la sección transversal de dicha calle por el municipio.

Otros puntos tomados en estudio son los puntos del barrio Cuarto centenario. Estos puntos presentan diferentes características, poseen una gran área de aporte acompañado con una elevada pendiente, lo que genera grandes caudales a grandes velocidades que traen consigo problemas aguas abajo. Y debido a su elevada pendiente las bocas de tormenta son deficientes para captar el caudal.

En Avenida Circunvalación que posee un alto índice de tráfico vehicular y se presentan problemas de drenaje, ubicando tres puntos para ser analizados que se encuentran en la zona del San Bernardo sobre la Av. circunvalación y Av. San Bernardo. En barrio Palmarcito la Av. Circunvalación y Gamoneda. En el Barrio Los Chapacos en la Av. Dr. Jorge Majluf esquina Av. Circunvalación. Estos puntos fueron tomados por tener un área considerable de aporte y que llevan sus caudales a la Av. Circunvalación sin ser captados y obstruyen el tráfico normal en un evento de lluvia de magnitud.

El punto de estudio de la calle Juan Misael Saracho y Bolívar fue tomado por motivos de estudio y comparación con los demás puntos.

3.2. Características del área de estudio

3.2.1. Características del área de aporte

3.2.1.1. Punto en estudio Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero.

El área de aporte se estableció a través de una visita de campo, donde a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan de la zona el campesino.

Imagen 21. Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero



El área de aporte se encuentra en una zona central densamente construida, con calles pavimentadas. Para estas características del área de estudio, la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, de modo que, se optó por el valor máximo de 0.90 por ser una zona central con superficies impermeables mayores

3.2.1.2. Punto de estudio calle Daniel Zamora y calle Brasil

El área de aporte se estableció a través de una visita de campo, donde a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan de la calle México y calle Ernesto Trigo.

El área de aporte se encuentra en una zona central densamente construida, con calles pavimentadas. Para estas características del área de estudio, la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomienda un coeficiente

de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, de modo que, se optó por el valor máximo de 0.90 por ser una zona central con superficies impermeables mayores.

Imagen 22. Calle Daniel Zamora y calle Brasil



3.2.1.3. Punto en estudio Av. Circunvalación y Av. San Bernardo

El área de aporte se la delimitó a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro, así se determinó un área que recolecta los caudales que bajan por la Av. San Bernardo, aportan también las calles que la interceptan.

El área de aporte se encuentra en una zona con espacios permeables, con una superficie regularmente construida, calles pavimentadas y áreas verdes. Para estas características del área de estudio, la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, razón por la cual se adoptó por un valor promedio de 0.70.

Imagen 23. Av. Circunvalación y Av. San



3.2.1.4. Punto en estudio Av. Circunvalación y Av. Gamoneda

El área de aporte se estableció a través de una visita de campo, de modo que, a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan por la avenida Gamoneda desde la plaza Moto Méndez.

Imagen 24. .Av. Circunvalación y Av. Gamoneda



El área de aporte se encuentra en una zona con pendientes elevadas con calles pavimentadas. Calles con losetas y áreas verdes. Para estas características del área de estudio, la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, por lo que se adoptó por un valor promedio de 0.70.

3.2.1.5. Punto en estudio Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación

Se delimitó el área de aporte a través de una visita de campo, donde a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan por la avenida Dr. Jorge Majluf desde la calle Sella Cercado hasta la avenida Circunvalación.

Imagen 25. Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación



El área de aporte se localiza en una zona adyacente al centro, con gran parte de la superficie de jardines y áreas permeables, cuenta con calles pavimentadas y áreas verdes. Considerando el desarrollo de esta zona y en base a la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial que recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, se adoptó un valor promedio de 0.70.

3.2.1.6. Punto en estudio calle Juan Misael Saracho entre Domingo Paz y Bolívar

El área de aporte se especificó a través de una visita de campo, y así, a partir de las pendientes en las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta

Imagen 26. Calle Juan Misael Saracho

los caudales que bajan por la calle Juan Misael Saracho, aporta también la calle Ballivian y la Av. Domingo paz.



El área de aporte se encuentra en una zona adyacente al centro, con la mayor parte de su superficie cubierta por tejados y pisos impermeables, con calles pavimentadas y áreas verdes reducidas. En vista al desarrollo de esta zona y en base a la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial que recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, se adoptó un valor promedio de 0.80.

3.2.1.7. Punto en estudio calle Junín esquina Av. Víctor Paz

Se determinó el área de aporte a través de una visita de campo, donde a partir de las pendientes de las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan por la calle Junín desde la calle Ingavi hasta la avenida Víctor Paz.

Imagen 27. Calle Junín esquina Av. Víctor Paz



El área de aporte a la calle Junín esquina Víctor Paz se encuentra en una zona central, con calles pavimentadas y áreas verdes reducidas. En vista del crecimiento de la población y el desarrollo futuro de esta zona, y en base a la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial que recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90 para las características de esta vía, se adoptará por un valor promedio de 0.80.

3.2.1.8. Punto en estudio calle Daniel Campos y 15 de abril

El área de aporte se especificó a través de una visita de campo, donde a partir de las pendientes de las vías y la distribución de catastro se determinó un área que recolecta los caudales que bajan por la calle Daniel Campos a partir de la calle Cochabamba hasta la calle 15 de abril.

El área de aporte se localiza en una zona central densamente construida, donde la mayor parte del área de aporte se encuentra cubierta por tejados y pisos impermeables, con calles pavimentadas de sección reducida en el punto de estudio que puede generar tirantes elevados. Considerando el crecimiento de esta zona y en base a la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial que recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90, se adoptará por un valor de escurrimiento igual a 0.8, por considerarse una zona densamente construida.

3.2.2. Características de sumideros en áreas de estudio

3.2.2.1. Sumideros en área de estudio Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero.

Realizando un recorrido al área de estudio, se observaron dos tipos de sumideros con las siguientes características:

Tabla 9. Características de los sumideros punto Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero

Tipo de Sumidero "rejilla"				
Ubicación	Longitud metros	Ancho metros	Espaciamiento de la rejilla centímetros	Diámetro barras de la parrilla mm.
Calle México y Floiran Tejerina (Izquierda)	2	0.60	5	4
Calle México y Floiran Tejerina (Derecha)	2	0.60	5	4
Calle México y Timoteo Raña (Izquierda)	2	0.60	5	4
Calle México y Timoteo Raña (derecha)	2	0.60	5	4
Calle Luis Campero y México (Derecha)	2	0.60	5	4
Calle Luis Campero y México (Derecha)	2	0.60	5	4
Calle Luis Campero y México (Izquierda)	2	0.60	5	4
Tipo de Sumidero "Lateral "				
Ubicación	Longitud metros	Atura metros	Espaciamiento en (cm)	Diámetro de las Barras(mm)
Calle Luis Campero y Daniel Zamora (Derecha)	1.05	0.15	10	12
Fuente: Elaboración propia				

3.2.2.2. Sumideros en área de estudio calle Daniel Zamora y calle Brasil

Realizando un recorrido al área de estudio, se observaron los siguientes sumideros:

Tabla 10. Características de los sumideros punto calle Daniel Zamora y calle Brasil

Tipo de Sumidero "Lateral"				
Ubicación	Longitud metros	Altura metros	Espaciamiento centímetros	Diámetro de barras en mm.
Calle Daniel Zamora y F.Avila de Carpio (Derecha)	1.05	0.20	10	12
Calle Daniel Zamora y F.Avila de Carpio (Izquierda)	1.05	0.20	10	12
Calle Daniel Zamora y Jorge Echazu (Derecha)	1.05	0.20	10	12
Calle Daniel Zamora y Jorge Echazu (Izquierda)	1.05	0.20	10	12
Calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar (Derecha)	1.05	0.20	10	12
Calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar (Izquierda)	10.5	0.20	10	12
Fuente: Elaboración propia				

3.2.2.3. Sumidero en área de estudio Av. circunvalación y Av. San Bernardo

El área de aporte al punto de estudio no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, por lo que se realizará un diseño para la evacuación de la escorrentía mediante pavimento drenante y un sistema de tuberías filtrantes para evacuar el agua, escurrirla a un canal recolector.

3.2.2.4. Sumidero en área de estudio Av. Circunvalación y Av. Gamoneda

El área de aporte al punto de estudio no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, por lo que se realizará un diseño para la evacuación de la escorrentía mediante pavimento

drenante y un sistema de tuberías filtrantes para evacuar el agua, escurrirla a un canal recolector.

3.2.2.5. Sumideros en área de estudio Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación

El área de aporte al punto de estudio no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, por lo que se realizará un diseño para la evacuación de la escorrentía mediante pavimento drenante y un sistema de tuberías filtrantes para evacuar el agua, escurrirla a un canal recolector.

3.2.2.6. Sumidero en área de estudio calle Juan Misael Saracho entre Av. Domingo Paz y Bolívar

Tabla 11. Características de los sumideros calle Juan Misael Saracho entre Av. Domingo Paz y Bolívar

Tipo de sumidero "Lateral"				
Ubicación	Longitud metros	Altura metros	Espaciamiento centímetros	Diámetro de barras en mm.
Calle Corrado y Juan Misael Saracho (derecha)	1	0.15	6	12
Calle Corrado y Juan Misael Saracho (Izquierda)	1	0.15	6	12
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz (derecha)	1	0.15	6	12
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz (Izquierda)	1	0.15	6	12
Calle Domingo Paz y Juan Misael Saracho (derecha)	1	0.15	6	12

Calle Domingo Paz Y Juan Misael Saracho (Izquierda)	1	0.15	6	12
Fuente: Elaboración Propia				

3.2.2.7. Sumideros en área de estudio calle Junín esquina Av. Víctor Paz

Realizando un recorrido al área de estudio, se observaron dos tipos de sumideros con las siguientes características:

Tabla 12. Características de los sumideros punto Junín y Av. Víctor Paz

Tipo de Sumidero "Lateral"				
Ubicación	Longitud metros	Altura metros	Espaciamiento centímetros	Diámetro de barras en mm.
Junín y La Madrid (Izquierda)	0.74	0.10	-	-
Junín y La Madrid (Derecha)	0.72	0.15	6	12
La Madrid y Junín (Izquierda)	0.60	0.20	6	12
La Madrid y Junín (Derecha)	0.62	0.20	6	12
Junín y 15 de abril (Izquierda)	0.73	0.15	6	12
Junín y Avaroa (Izquierda)	1	0.20	9	12
Junín y Avaroa (Derecha)	0.97	0.15	9	12
Junín y Av. Víctor Paz (Izquierda)	2.04	0.15		

Tipo de Sumidero "Mixto"				
Ubicación	Longitud metros	Altura metros	Ancho de rejilla m.	Longitud de rejilla m.
Junín y Av. Víctor Paz (Derecha)	1	0.10	0.35	1
Fuente: Elaboración propia				

3.2.2.8. Sumideros sobre el área de estudio calle Daniel Campos y 15 de abril

Realizando un recorrido al área de estudio, se observaron sumideros laterales con las siguientes características:

Tabla 13. Características de los sumideros punto Daniel Campos y 15 de abril

Tipo de sumidero "Lateral"				
Ubicación	Longitud metros	Altura metros	Espaciamiento centímetros	Diámetro de barras en mm.
Daniel Campos y Domingo Paz (Izquierda)	0.98	0.14	6	12
Daniel Campos y Domingo Paz (Derecha)	0.98	0.13	6	12
Daniel Campos Pasando Domingo Paz (Izquierda)	1	0.15	-	-
Daniel Campos y Bolívar (Izquierda)	1	0.17	7.5	12

Daniel Campos y Bolívar (Derecha)	1	0.12	7.5	12
Bolívar y Daniel Campos (Izquierda)	1	0.18	7.5	12
Bolívar y Daniel Campos (Derecha)	0.85	0.16	7.5	12
Daniel Campos e Ingavi (Izquierda)	0.70	0.18	6	12
Daniel Campos e Ingavi (Derecha)	0.70	0.18	6	12
Ingavi y Daniel Campos (Derecha)	0.70	0.12	6	12
Daniel Campos entre Ingavi y La Madrid (Izquierda)	0.77	0.14	7	12
Daniel Campos y 15 de abril (Izquierda)	1	0.16	6	12
Daniel Campos y 15 de abril (Derecha)	1	0.16	6	12
Fuente: Elaboración propia				

3.3. Cálculos hidrológicos del área de estudio.

3.3.1. Hidrología en punto de estudio calle Daniel Zamora esquina Luis Campero

3.3.1.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del

departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.1.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km ²
Calle México y Floiran Tejerina	0.04100
Calle México y Timoteo Raña	0.01500
Calle Luis Campero y México (antes)	0.01000
Calle Luis Campero y México (Después)	0.02200
Calle Luis campero y Daniel Zamora	0.04300

3.3.1.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.9.

3.3.1.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

- **Caudal de aporte Calle México y Floiran Tejerina**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.04100}{3.6} = 1.4612 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle México y Timoteo Raña**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.01500}{3.6} = 0.5346 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Luis Campero y México (antes)**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.01000}{3.6} = 0.3564 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Luis Campero y México (Después)**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.02200}{3.6} = 0.78408 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Luis campero y Daniel Zamora**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.04300}{3.6} = 1.53252 \frac{m^3}{s}$$

3.3.2. Hidrología en punto de estudio calle Daniel Zamora esquina Av. Brasil

3.3.2.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del

departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.2.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km²
Calle Daniel Zamora y Ávila Del Carpio	0.031557
Calle Daniel Zamora y Jorge Echazu	0.03145
Calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar	0.02721
Daniel Zamora Y Brasil	0.008566

3.3.2.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.2.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

- **Caudal de aporte calle Daniel Zamora y Ávila Del Carpio**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.031557}{3.6} = 1.1247 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Zamora y Jorge Echazu**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.03145}{3.6} = 1.1209 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.02721}{3.6} = 0.93976 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Zamora y Brasil**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.008566}{3.6} = 0.30529 \frac{m^3}{s}$$

3.3.3. Hidrología en punto de estudio Av. circunvalación y Av. San Bernardo

3.3.3.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.3.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km ²
Av. circunvalación y Av. San Bernardo	0.0650794734

3.3.3.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.3.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0413235017}{3.6} = 2.06172 \frac{m^3}{s}$$

3.3.4. Hidrología en punto de estudio Av. Circunvalación y Av. Gamoneda

3.3.4.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.4.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km ²
Av. Circunvalación y Av. Gamoneda	0.0413235017

3.3.4.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.4.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0413235017}{3.6} = 1.3091 \frac{m^3}{s}$$

3.3.5. Hidrología en punto de estudio Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.

3.3.5.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.5.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km ²
-----------	--------------------------------

Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación	0.06978
---	---------

3.3.5.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.5.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.06978}{3.6} = 2.2108 \frac{m^3}{s}$$

3.3.6. Hidrología en punto de estudio calle Juan Misael Saracho entre Av. Domingo Paz y Bolívar

3.3.6.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.6.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km²
Calle Corrado y Juan Misael Saracho	0.0027603
Calle Juan Misael Saracho y Av. Domingo Paz	0.0144511
Calle domingo Paz y Juan Misael Saracho	0.005805
Calle Juan Misael Saracho y bolivar	0.00430045

3.3.6.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.6.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

- **Punto calle Corrado y Juan Misael Saracho**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0027603}{3.6} = 0.08745 \frac{m^3}{s}$$

- **Punto Calle Juan Misael Saracho y Av. Domingo Paz**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0144511}{3.6} = 0.45781 \frac{m^3}{s}$$

- **Punto Calle domingo Paz y Juan Misael Saracho**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.005805}{3.6} = 0.183902 \frac{m^3}{s}$$

- **Punto Calle Juan Misael Saracho y bolívar**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.00430045}{3.6} = 0.136238 \frac{m^3}{s}$$

3.3.7. Hidrología en punto de estudio calle Junín esquina Av. Víctor Paz

3.3.7.1. Intensidad de lluvia.

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación calibrada:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable

3.3.7.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km²
Calle Junín y La Madrid	0.0056838
Calle La Madrid y Junín	0.0074788

Calle Junín y 15 de abril	0.0048508
Calle Junín y Avaroa	0.0253765
Calle Junín y Av. Víctor Paz	0.0093866

3.3.7.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomiendan un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor de escurrimiento igual a 0.8.

3.3.7.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

- **Caudal de aporte calle Junín y La Madrid**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0056838}{3.6} = 0.1801 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle La Madrid y Junín**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0074788}{3.6} = 0.2369 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Junín y 15 de abril**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0048508}{3.6} = 0.1537 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Junín y Avaroa**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0253765}{3.6} = 0.8039 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Junín y Av. Víctor Paz**

$$Q = \frac{0.8 * 142.56 * 0.0093866}{3.6} = 0.2974 \frac{m^3}{s}$$

3.3.8. Punto en estudio calle Daniel Campos esquina 15 de abril

3.3.8.1. Intensidad de lluvia

Para el cálculo de la intensidad se utilizó la ecuación definida por Absalon Harmin Mamani Fita en su trabajo de tesis "Estimación y actualización de las ecuaciones Intensidad- Duración – Frecuencia para las principales ciudades y poblaciones del departamento de Tarija" basada en el modelo de Sherman donde para la ciudad de Tarija se tiene la siguiente ecuación:

$$I = \frac{896.1416 * T^{0.132751}}{(d + 3)^{0.8}}$$

Dónde:

I= Intensidad

d= Duración de la lluvia o tiempo de concentración en minutos.

T= Periodo de retorno en años (5 años)

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido. Según la Norma Boliviana 688 el tiempo de entrada mínimo es de 10 min.

Para el cálculo de la intensidad se considerará un tiempo de concentración igual al tiempo de entrada.

$$T_c = T_e = 10\text{min}$$

Intensidad

$$I = \frac{896.1416 * 5^{0.132751}}{(10 + 3)^{0.8}} = 142.56 \frac{mm}{h}$$

Se adoptará este valor de intensidad para toda el área en estudio por ser el valor más desfavorable.

3.3.8.2. Área de aporte

A partir de los planos de la zona en estudio se determinó las áreas de aporte para cada punto donde existen sumideros, las áreas de aporte son las siguientes:

Ubicación	Área de aporte Km ²
Calle Daniel Campos y Domingo Paz	0.01771
Calle Daniel Campos y Bolívar	0.0079523

Calle Bolívar y Daniel Campos	0.0038526
Calle Daniel Campos e Ingavi	0.003800
Calle Ingavi y Daniel Campos	0.003754
Calle Daniel Campos y 15 de abril	0.01200

3.3.8.3. Coeficiente de escurrimiento

Para las características del área de estudio la Norma Boliviana 688 de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial recomienda un coeficiente de escurrimiento que varía entre 0.7 y 0.90. Se adoptará un valor medio de escurrimiento igual a 0.9.

3.3.8.4. Caudal de aporte

La estimación del caudal de aporte se realizará a partir del método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento adimensional

I= Intensidad en mm/h.

A= Área de drenaje en Km².

- **Caudal de aporte calle Daniel Campos y Domingo Paz**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.01771}{3.6} = 0.6312 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Domingo Paz y Daniel Campos**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.0038945}{3.6} = 0.1388 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Campos y Bolívar**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.0040578}{3.6} = 0.1446 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Bolívar y Daniel Campos**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.0038526}{3.6} = 0.1373 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Campos e Ingavi**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.0038}{3.6} = 0.1354 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Ingavi y Daniel Campos**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.003754}{3.6} = 0.1338 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal de aporte calle Daniel Campos y 15 de abril**

$$Q = \frac{0.9 * 142.56 * 0.012}{3.6} = 0.4277 \frac{m^3}{s}$$

3.4. Descripción y características geométricas e hidráulica del área de estudio

3.4.1. Punto en estudio Calle Daniel Zamora y Luis Campero.

3.4.1.1. Capacidad de sumideros existentes en el área de aporte

Se realizó el cálculo de la capacidad hidráulica de sumideros a partir de la metodología propuesta por Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "Drenaje Urbano Elementos De Diseño". El procedimiento de cálculo se presenta en anexos, a continuación, se presenta la capacidad hidráulica de cada sumidero:

Tabla 14. Capacidad de los sumideros punto Daniel Zamora y Timoteo Raña.

Capacidad de Sumidero "rejilla "			
Ubicación	Longitud metros	Ancho metros	Capacidad m ³ /s
Calle México y Floiran Tejerina (izquierdo)	2	0.60	0.47712498
Calle México y Floiran Tejerina (derecho)	2	0.60	0.47367096
Calle México y Timoteo Raña (izquierdo)	2	0.60	0.19538183
Calle México y Timoteo Raña (derecho)	2	0.60	0.19083553
Calle Luis Campero y México (derecho antes)	2	0.60	0.12016331
Calle Luis Campero y México (izquierdo después)	2	0.60	0.2600735

Calle Luis Campero y México (derecho después)	2	0.60	0.26261399
Capacidad de Sumidero "Lateral"			
Ubicación	Longitud	Capacidad m³/s	
	metros		
Junín y Av. Víctor Paz (Derecha)	1.05	0.05721	
Fuente: Elaboración Propia			

3.4.1.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un arrastre de los caudales que no son captados por los sumideros.

Siendo el caudal igual a:

$$Q_c = Q_a - Q_s$$

Dónde:

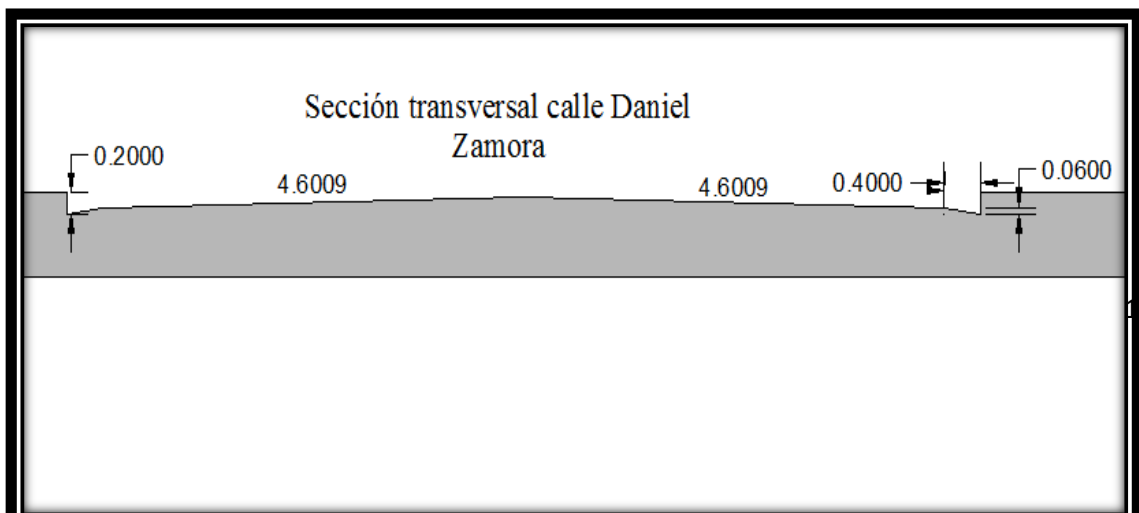
Qc= Caudal de cálculo m³/s

Qa= Caudal de aporte m³/s

Qs= Caudal captado por los sumideros m³/s

$$Q_c = 4.6688 - 1.7770 = 2.8918 \frac{m^3}{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = \left(\frac{0.40 * 0.06}{2}\right) * 2 + 2 * (0.40 * 0.04) + \left(\frac{0.04 * 4.60}{2}\right) * 2 + Y * 10$$

$$A = 0.24 + 10 * y$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * \sqrt{0.40^2 + 0.06^2} + 4.6009 * 2 + 2(Y + 0.10)$$

$$P = 2Y + 10.21$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.24 + Y * 10}{(2 * Y) + 10.2107}$$

La pendiente de la vía es igual a 2.11% dato que fue tomado sobre la rasante de la vía

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 1.34 m³/s.

$$2.8918 = \frac{1}{0.011} * (0.24 + 10 * y) * \left(\frac{0.24+10*y}{2*Y+10.2107} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0211^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.1784 m. al ingreso del sumidero.

$$\text{Tirante total} = 0.1784 \text{ metros}$$

3.4.2. Punto en estudio Calle Daniel Zamora y calle Brasil

3.4.2.1. Capacidad de sumideros existentes en el área de aporte

Se realizó el cálculo de la capacidad hidráulica de sumideros a partir de la metodología propuesta por Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "Drenaje Urbano Elementos De Diseño". El procedimiento de cálculo se presenta en anexos, a continuación, se presenta la capacidad hidráulica de cada sumidero:

Tabla 15. Capacidad de los sumideros punto Daniel Zamora y Av. Brasil

Capacidad de Sumidero "Lateral"		
Ubicación	Longitud metros	Capacidad m ³ /s

Calle Daniel Zamora y F. Ávila de Carpio(Izquierda)	1.05	0.0438
Calle Daniel Zamora y F. Ávila de Carpio (Derecha)	1.05	0.04517
Calle Daniel Zamora y Jorge Echazu (Izquierda)	1.05	0.05999
Calle Daniel Zamora y Jorge Echazu (Derecha)	1.05	0.05999
Calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar(Izquierda)	1.05	0.16295
Calle Daniel Zamora y Edmundo Salazar(Derecha)	1.05	0.07237
Calle Daniel Zamora y Brasil (Derecha)	1.05	0.07336
Calle Daniel Zamora yBrasil (Izquierda)	1.05	0.0734
Fuente: Elaboración Propia		

3.4.2.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un arrastre de los caudales que no son captados por los sumideros.

Siendo el caudal igual a:

$$Q_c = Q_a - Q_s$$

Dónde:

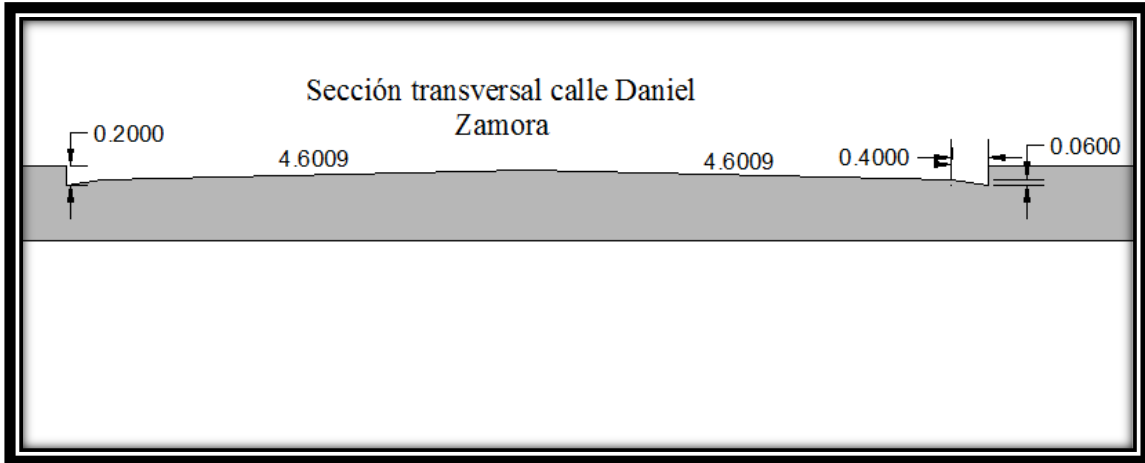
Qc= Caudal de cálculo m³/s

Qa= Caudal de aporte m³/s

Qs= Caudal captado por los sumideros m³/s

$$Q_c = 3.49074 - 0.59103 = 2.8997 \frac{m^3}{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante en la siguiente sección:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = \left(\frac{0.40 * 0.06}{2}\right) * 2 + 2 * (0.40 * 0.04) + \left(\frac{0.04 * 5}{2}\right) * 2 + [10 * Y]$$

$$A = 0.24 + [10 * Y]$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * \sqrt{0.40^2 + 0.06^2} + 4.6009 * 2 + 2(Y + 0.10)$$

$$P = 2Y + 10.21$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.24 + Y * 10}{(2 * Y) + 10.2107}$$

La pendiente de la vía es igual a 2.65% dato que fue tomado sobre la rasante de la vía

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 5.4596 m³/s.

$$2.8997 = \frac{1}{0.011} * 0.24 + Y * 10 * \left(\frac{0.24 + Y * 10}{2 * Y + 10.2107}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0265^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.0717m. Al ingreso del sumidero.

$$\text{Tirante Total} = 0.1717 \text{ metros}$$

3.4.3. Punto en estudio Av. circunvalación y Av. San Bernardo

3.4.3.1. Capacidad de sumideros

En este punto de la ciudad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial por lo que se aplicara pavimento permeable en la calzada con una longitud que pueda evacuar la escorrentía.

3.4.3.2. Tirante de agua en la calzada

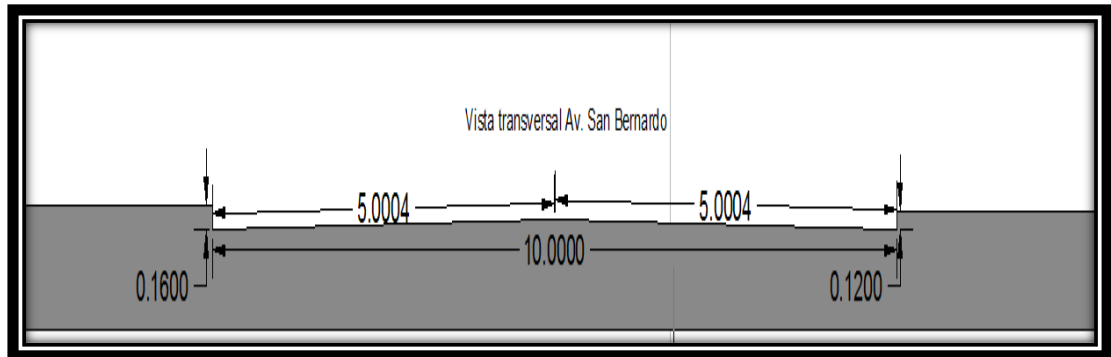
Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un estudio hidrológico con el cual se determinó el caudal de aporte

Siendo el caudal igual a:

$$Q_a = 2.061717717 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_a = Caudal de aporte m^3/s

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = 2 * \left[\left(\frac{5 * 0.06}{2} \right) + ((Y - 0.06) * 10) \right]$$

$$A = 0.3 + (Y - 0.06) * 10$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * 5.0004 + 2 * (Y + 0.06) = 10.1208 + 2Y$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.3 + (Y - 0.06) * 10}{10.1208 + 2Y}$$

La pendiente de la vía es igual a 1.20 % dato que fue tomado de la topografía

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 2.061717717 m³/s.

$$2.061717717 = \frac{1}{0.011} * 0.3 + (Y - 0.06) * 10 * \left(\frac{0.3 + (Y - 0.06) * 10}{10.1208 + 2Y} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.012^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.1291 m. al final de la calle

3.4.4. Punto en estudio Av. Circunvalación y Av. Gamoneda

3.4.4.1. Capacidad de sumideros

En este punto de la ciudad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial por lo que se aplicara pavimento permeable en la calzada con una longitud que pueda evacuar la escorrentía.

3.4.7.2. Tirante de agua en la calzada

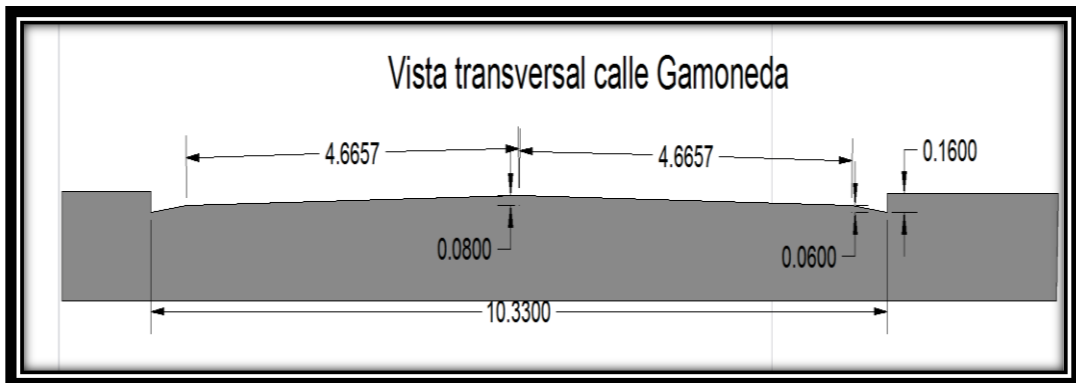
Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un estudio hidrológico con el cual se determinó el caudal de aporte

Siendo el caudal igual a:

$$Q_a = 1.3091 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_a = \text{Caudal de aporte } \text{m}^3/\text{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio: Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = \left(\frac{0.50 * 0.06}{2}\right) * 2 + 2 * (0.50 * 0.08) + \left(\frac{0.08 * 5.165}{2}\right) * 2 + [(Y - 0.14) * 10.33]$$
$$A = 0.5232 + [(Y - 0.14) * 10.33]$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * \sqrt{0.50^2 + 0.06^2} + 4.6657 * 2 + 2(Y + 0.14)$$

$$P = 2Y + 10.619$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.5232 + [(Y - 0.14) * 10.33]}{2Y + 10.619}$$

La pendiente de la vía es igual a 1.65% dato que fue tomado sobre la rasante de la vía

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 1.3091 m³/s.

$$1.3091 = \frac{1}{0.011} * 0.5232 + [(Y - 0.14) * 10.33] \left(\frac{0.5232 + [(Y - 0.14) * 10.33]}{2Y + 10.619}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0165^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.1571 m. en el punto de estudio.

3.4.5. Punto en estudio Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación

3.4.5.1. Capacidad de sumideros

En este punto de la ciudad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial por lo que se aplicara pavimento permeable en la calzada con una longitud que pueda evacuar la esorrentía.

3.4.5.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un estudio hidrológico con el cual se determinó el caudal de aporte

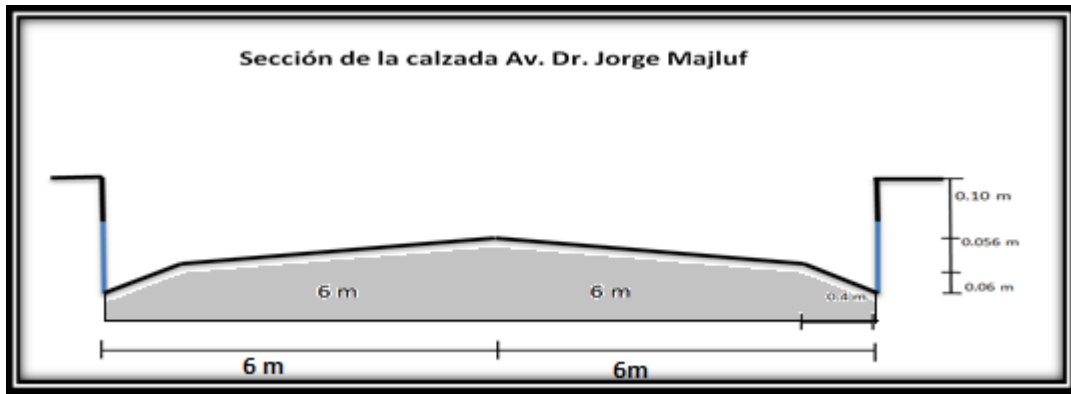
Siendo el caudal igual a:

$$Qa= 2.0570m^3/s$$

$$Qa=\text{Caudal de aporte } m^3/s$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = 2 * \left[\left(\frac{0.40 * 0.06}{2} \right) + (0.40 * 0.056) + \left(\frac{5.60 * 0.056}{2} \right) + ((Y - 0.116) * 6) \right]$$

$$A = 0.3824 + (Y - 0.116) * 12$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * \left(Y + \sqrt{0.40^2 + 0.06^2} + \sqrt{5.6^2 + 0.056^2} \right) = 2 * (Y + 6.0048)$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.3824 + (y - 0.116) * 12}{2 * (Y + 6.0048)}$$

La pendiente de la vía es igual a 4.3 % dato que fue tomado para el cálculo de la capacidad de sumideros.

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 1.9724 m³/s.

$$2.0570 = \frac{1}{0.011} * (0.3824 + (y - 0.116) * 12) * \left(\frac{0.3824 + (y - 0.116) * 12}{2 * (Y + 6.0048)} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.043^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.1443 m. al ingreso del sumidero.

3.4.6. Punto en estudio calle Juan Misael Saracho entre Av. Domingo Paz y Bolívar

3.4.6.1. Capacidad de sumideros

Se realizó el cálculo de la capacidad hidráulica de sumideros a partir de la metodología propuesta por Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "Drenaje Urbano Elementos De Diseño". El procedimiento de cálculo se presenta en anexos, a continuación, se presenta la capacidad hidráulica de cada sumidero:

Tabla 16. Capacidad de los sumideros punto calle Juan Misael Saracho entre Av. Domingo Paz y Bolívar

Capacidad de Sumidero "Lateral"
--

Ubicación	Longitud metros	Capacidad m ³ /s
Calle Corrado y Juan Misael Saracho (Izquierdo)	1	0.00840
Calle Corrado y Juan Misael Saracho (Derecha)	1	0.00821
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz (Izquierdo)	1	0.02273
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz (Derecho)	1	0.02359
Calle Domingo Paz y Juan Misael Saracho (Izquierdo)	1	0.00264
Calle Domingo Paz y Juan Misael Saracho (Derecho)	1	0.00232
Fuente: Elaboración Propia		

3.4.6.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un arrastre de los caudales que no son captados por los sumideros.

Siendo el caudal igual a:

$$Q_c = Q_a - Q_s$$

Dónde:

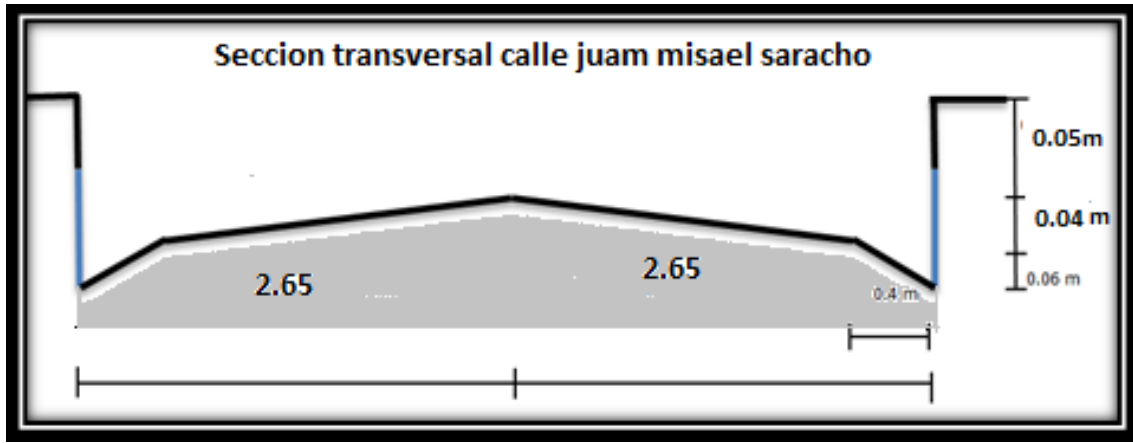
Q_c= Caudal de cálculo m³/s

Q_a= Caudal de aporte m³/s

Q_s= Caudal captado por los sumideros m³/s

$$Q_c = 0.8647984 - 0.06790 = 0.7968984 \frac{m^3}{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = 2 * \left[\left(\frac{0.40 * 0.06}{2} \right) + 2 * (0.40 * 0.04) + 2 * \left(\frac{2.25 * 0.04}{2} \right) + ((Y - 0.10) * 5.30) \right]$$

$$A = 0.146 + (Y - 0.118) * 5.30$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = \left(2 * \sqrt{0.40^2 + 0.06^2} + 2 * \sqrt{2.25^2 + 0.04^2} \right) + (Y - 0.10) * 2$$

$$= 5.30 + 2 * (Y - 0.10)$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.146 + (Y - 0.118) * 5.30}{5.30 + 2 * (Y - 0.10)}$$

La pendiente de la vía es igual a 2.10 % dato que fue tomado para el cálculo de la capacidad de sumideros.

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 0.7968984 m³/s.

$$0.7968 = \frac{1}{0.011} * 0.146 + (Y - 0.118) * 5.30 * \left(\frac{0.146 + (Y - 0.118) * 5.30}{5.30 + 2 * (Y - 0.10)} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0210^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.14117 m. al ingreso del sumidero.

3.4.7. Punto en estudio calle Junín esquina Av. Víctor Paz

3.4.7.1. Capacidad de sumideros existentes en el área de aporte

Se realizó el cálculo de la capacidad hidráulica de sumideros a partir de la metodología propuesta por Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "Drenaje Urbano Elementos De Diseño". El procedimiento de cálculo se presenta en anexos, a continuación, se presenta la capacidad hidráulica de cada sumidero:

Tabla 17. Capacidad de los sumideros punto Junín y Av. Víctor Paz

Capacidad de Sumidero "Lateral"		
Ubicación	Longitud metros	Capacidad m³/s
Junín y La Madrid (Izquierda)	0.74	0.00854
Junín y La Madrid (Derecha)	0.72	0.00890
La Madrid y Junín (Izquierda)	0.60	0.01269
La Madrid y Junín (Derecha)	0.62	0.00957
Junín y 15 de abril (Izquierda)	0.73	0.02757
Junín y Avaroa (Izquierda)	1	0.04138
Junín y Avaroa (Derecha)	0.97	0.03338
Junín y Av. Víctor Paz (Izquierda)	2	0.05585
Capacidad de Sumidero "Mixto"		
Ubicación	Longitud metros	Capacidad m³/s
Junín y Av. Víctor Paz (Derecha)	1	0.13441

Fuente: Elaboración Propia

3.4.7.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un arrastre de los caudales que no son captados por los sumideros.

Siendo el caudal igual a:

$$Q_c = Q_a - Q_s$$

Dónde:

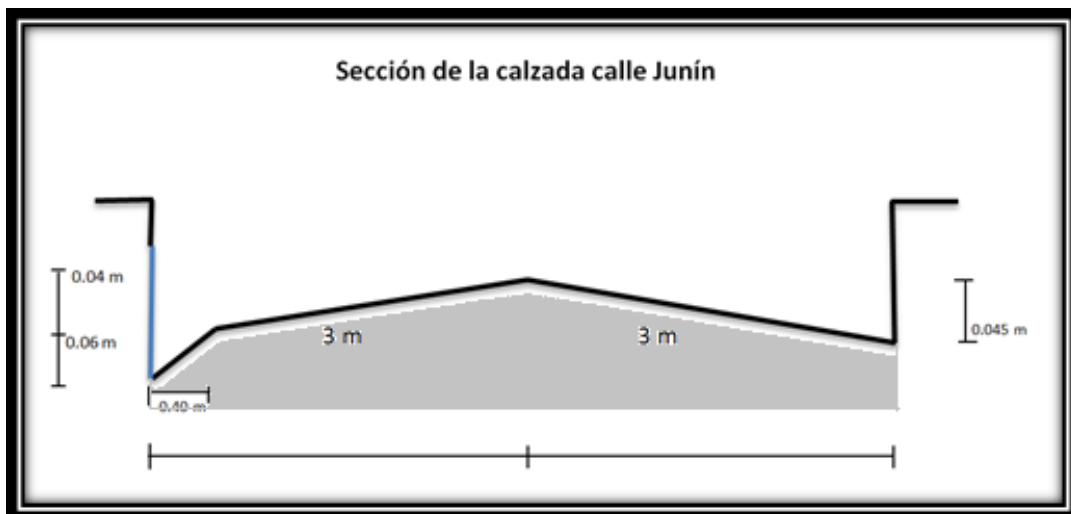
Q_c = Caudal de cálculo m^3/s

Q_a = Caudal de aporte m^3/s

Q_s = Caudal captado por los sumideros m^3/s

$$Q_c = 1.672 - 0.3320 = 1.340 \frac{m^3}{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante para la siguiente sección en estudio:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = \frac{0.40 * 0.06}{2} + (0.40 * 0.04) + \frac{0.04 * 2.60}{2} + \frac{3 * 0.045}{2} + [(Y - 0.10) * 6]$$

$$A = 0.1475 + [(Y - 0.10) * 6]$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = Y + \sqrt{0.40^2 + 0.06^2} + \sqrt{2.60^2 + 0.04^2} + \sqrt{3^2 + 0.045^2} + (Y - 0.055)$$

$$P = 2Y + 5.9501$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.1475 + (Y - 0.10) * 6}{(2 * Y) + 5.9501}$$

La pendiente de la vía es igual a 2.11% dato que fue tomado para el cálculo de la capacidad de sumideros.

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 1.34 m³/s.

$$1.34 = \frac{1}{0.011} * (0.1475 + (Y - 0.10) * 6) * \left(\frac{0.1475 + (Y - 0.10) * 6}{2 * Y + 5.9501} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0211^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.1635 m. al ingreso del sumidero.

3.4.8. Punto en estudio calle Daniel Campos y 15 de abril

3.4.8.1. Capacidad de sumideros existentes en el área de aporte

Se realizó el cálculo de la capacidad hidráulica de sumideros a partir de la metodología propuesta por Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "Drenaje Urbano Elementos De Diseño". El procedimiento de cálculo se presenta en anexos, a continuación, se presenta la capacidad hidráulica de cada sumidero:

Tabla 18. Capacidad de los sumideros punto Daniel Campos y 15 de abril.

Capacidad de Sumidero "Lateral"		
Ubicación	Longitud metros	Capacidad m ³ /s
Daniel Campos y Domingo Paz (Izquierda)	0.98	0.01858
Daniel Campos y Domingo Paz (Derecha)	0.98	0.01694
Daniel Campos Pasando Domingo Paz (Izquierda)	1	0.03138
Daniel Campos y Bolívar (Izquierda)	1	0.02404
Daniel Campos y Bolívar (Derecha)	1	0.04125
Bolívar y Daniel Campos (Izquierda)	1	0.00795
Bolívar y Daniel Campos (Derecha)	0.85	0.00958

Daniel Campos e Ingavi (Izquierda)	0.70	0.03136
Daniel Campos e Ingavi (Derecha)	0.70	0.03207
Ingavi y Daniel Campos (Derecha)	0.70	0.00536
Daniel Campos entre Ingavi y La Madrid (Izquierda)	0.77	0.01596
Daniel Campos y 15 de abril (Izquierda)	1	0.02291
Daniel Campos y 15 de abril (Derecha)	1	0.02291
Fuente: Elaboración Propia		

3.4.8.2. Tirante de agua en la calzada

Para la determinación del tirante de agua en la calzada del punto en estudio se realizó un arrastre de los caudales que no son captados por los sumideros.

Siendo el caudal igual a:

$$Q_c = Q_a - Q_s$$

Dónde:

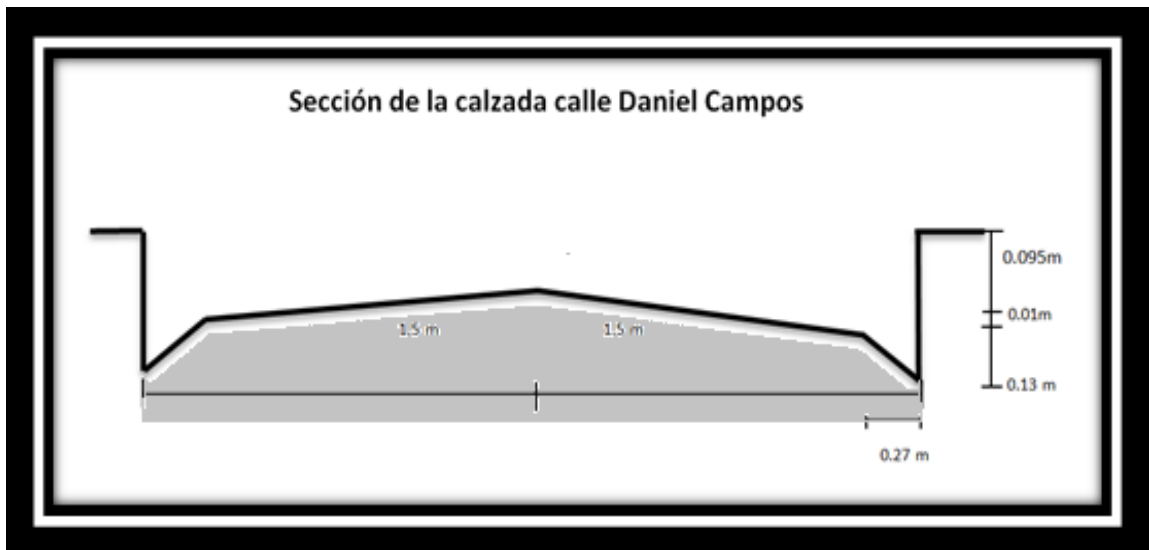
Qc= Caudal de cálculo m³/s

Qa= Caudal de aporte m³/s

Qs= Caudal captado por los sumideros m³/s

$$Q_c = 1.7488 - 0.28029 = 1.4685 \frac{m^3}{s}$$

Con la utilización de la ecuación de Manning se determinó el tirante en la siguiente sección:



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

Dónde:

V= Velocidad en m/s

R= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente m/m

n= Coeficiente de rugosidad

Aplicando la ecuación de la continuidad para colocar la ecuación de Manning en función del caudal tenemos:

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

Dónde:

Q= Caudal en m³/s

A= Área de la sección en m²

El área hidráulica de la sección será igual a:

$$A = 2 * \left[\left(\frac{0.27 * 0.13}{2} \right) + (0.27 * 0.01) + \left(\frac{1.23 * 0.01}{2} \right) + ((Y - 0.14) * 1.5) \right]$$

$$A = 0.0528 + (Y - 0.14) * 3$$

El perímetro mojado de la sección es igual a:

$$P = 2 * \left(Y + \sqrt{0.27^2 + 0.13^2} + \sqrt{1.23^2 + 0.01^2} \right) = 2 * (Y + 1.53)$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.0528 + (y - 0.14) * 3}{2 * (Y + 1.53)}$$

La pendiente de la vía es igual a 0.825 % dato que fue tomado para el cálculo de la capacidad de sumideros.

Remplazando los valores e iterando encontramos el tirante en la calzada.

El caudal de aporte considerando la captación de los sumideros es igual a 1.4685 m³/s.

$$1.4685 = \frac{1}{0.011} * (0.0528 + (y - 0.14) * 3) * \left(\frac{0.0528 + (y - 0.14) * 3}{2 * (Y + 1.53)} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.00825^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación se obtiene un tirante de 0.3221 m. al ingreso del sumidero

3.5. Características de pavimento drenante

3.5.1. Caracterización de los agregados

Se realizaron ensayos de laboratorio a los agregados a utilizar en el diseño de la mezcla, dichos ensayos bajo las normas ASTM y AASHTO son los siguientes:

Figura. 30 caracterizaciones de los agregados del pavimento poroso

Figura 9. Proceso que se realiza en que colaboratorio para las diferentes granularizaciones de los agregados (peso específico)





FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN

GRANULOMETRÍA - AGREGADO GRUESO

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Procedencia: Erika - El Rancho

Fecha: Mayo de 2016

Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal

Peso Total (gr.) = 10000

Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret.	Retenido Acumulado		% Que pasa del total	% Que pasa s/g Especif. ASTM	
			(gr)	(%)			
2"	50,8	0	0	0	100	100	100
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,0	95	100
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,0	-	-
3/4"	19,05	480,00	480,00	4,80	95,2	35	70
1/2"	12,50	3600,00	4080,00	40,80	59,2	-	-
3/8"	9,50	3900,00	7980,00	79,80	20,2	10	30
Nº4	4,80	2000,00	9980,00	99,80	0,2	0	5
BASE	0	20,00	10000,00	100,00	0,0	-	-

SUMA = 10000,00

PÉRDIDAS = 0,00

MF = 5,25

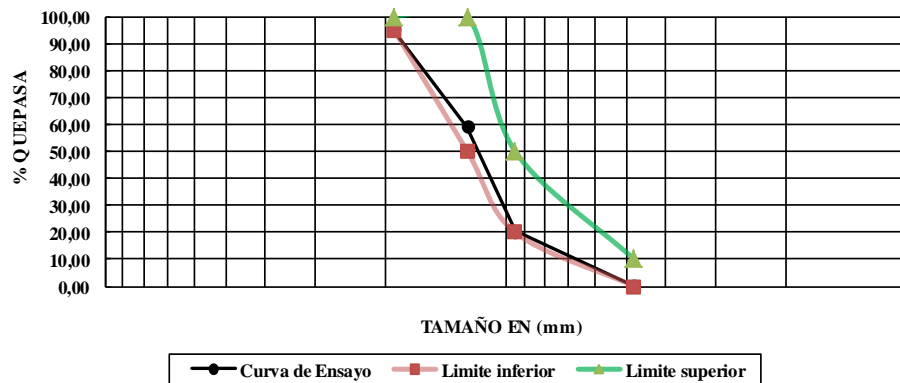
TAMAÑO MAXIMO =

3/4"

TAMAÑO MAXIMO NOMINAL =


1/2"

CURVA GRANULOMÉTRICA Y CONTROL GRANULOMÉTRICO ASTM C-33



HUMEDAD

DATO	gr
Peso Muestra Húmeda	5300,00
Peso Muestra seca	5259,59
Peso Agua	40,41
% de Humedad	0,77

		UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO" FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN	
PESO ESPECÍFICO - AGREGADO GRUESO			

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"			
Procedencia: Erika - El Rancho		Fecha: Mayo de 2016	
Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal			

MUESTRA	PESO MUESTRA SECADA "A" (gr)	PESO MUESTRA SATURADA CON SUP. SECA "B" (gr)	PESO MUESTRA SATURADA DENTRO DEL AGUA "C" (gr)	PESO ESPECÍFICO A GRANEL (gr/cm ³)	PESO ESPECÍFICO SATURADO CON SUP. SECA (gr/cm ³)	PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm ³)	% DE ABSORCIÓN
1	4929,10	5000,00	3063,00	2,54	2,58	2,64	1,44
2	4917,20	5000,00	3010,00	2,47	2,51	2,58	1,68
3	4923,20	5000,00	3048,00	2,52	2,56	2,63	1,56
PROMEDIO				2,51	2,55	2,62	1,56

(B-C) = Este término es la pérdida de peso de la muestra sumergida y significa por lo tanto el volumen de agua desplazado o sea el volumen de la muestra.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
 PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN

PESO UNITARIO - AGREGADO GRUESO

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Procedencia: Erika - El Rancho
 Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal
 Fecha: Mayo de 2016

PESO UNITARIO SUELTO

MUESTRA N°	PESO RECIPIENTE (gr)	VOLUMEN RECIPIENTE (cm³)	PESO RECIP. + MUESTRA SUELTA (gr)	PESO MUESTRA SUELTA (gr)	PESO UNITARIO SUELTO (gr/cm³)
1	5647,80	10000,00	19598,60	13950,80	1,395
2	5647,80	10000,00	19672,50	14024,70	1,402
3	5647,80	10000,00	19599,80	13952,00	1,395
				PROMEDIO	1,40

PESO UNITARIO COMPACTADO

MUESTRA N°	PESO RECIPIENTE (gr)	VOLUMEN RECIPIENTE (cm³)	PESO RECIP. + MUESTRA SUELTA (gr)	PESO MUESTRA COMPACTADA (gr)	PESO UNITARIO SUELTO (gr/cm³)
1	5647,80	10000,00	22378,60	16730,80	1,673
2	5647,80	10000,00	22214,50	16566,70	1,657
3	5647,80	10000,00	22323,80	16676,00	1,668
				PROMEDIO	1,67


	UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO		
	FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA		
	DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA Y VIAS DE COMUNICACIÓN		
	CARRERA DE INGENIERIA CIVIL(TARIJA-BOLIVIA)		
	ENSAYO DE DESGASTE DE LOS ANGELES ASTM C-131		
Proyecto: "ANALISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"			
AGREGADO: GRUESO	MUESTRA SEGÚN GRANULOMETRIA	Fecha: Mayo de 2016	
		Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal	

TABLA ASTM C-131 SEGÚN EL TAMAÑO DE MATERIAL QUE SE TENGA

METODO		A	B	C	D
DIAMETRO		CANTIDAD DE MATERIAL A EMPLEAR (gr)			
PASA	RETENIDO				
1/2"	1"	1250±25			
1"	3/4"	1250±25			
3/4"	1/2"	1250±10	2500±10		
1/2"	3/8"	1250±10	2500±10		
3/8"	1/4"			2500±10	
1/4"	Nº4			2500±10	
Nº4	Nº8				5000±10
PESO TOTAL		5000±10	5000±10	5000±10	5000±10
NUMERO DE ESFERAS		12	11	8	6
Nº DE REVOLUCIONES		500	500	500	500
TIEMPO DE ROTACION		30	15	15	15

DATOS DE LABORATORIO

METODO A		METODO B		METODO C		METODO D	
TAMIZ	PESO RETENIDO	TAMIZ	PESO RETENIDO	TAMIZ	PESO RETENIDO	TAMIZ	PESO RETENIDO
1"	0	1/2"	2500	1/4"	2500	Nº8	5000
3/4"	1666,66	3/8"	2500	Nº	2500		
1/2"	1666,67						
3/8"	1666,67						

$$\% \text{ DESGASTE} = (P_{\text{INICIAL}} - P_{\text{FINAL}}) /$$

MATERIAL	PESO INICIAL	PESO FINAL	% DE DESGASTE	ESPECIFICACION ASTM
A	5000	3828,2	23,44	35% MAX
B	5000	5000	0,00	35% MAX
C	5000	5000	0,00	35% MAX
D	5000	5000	0,00	35% MAX

OK!!!!



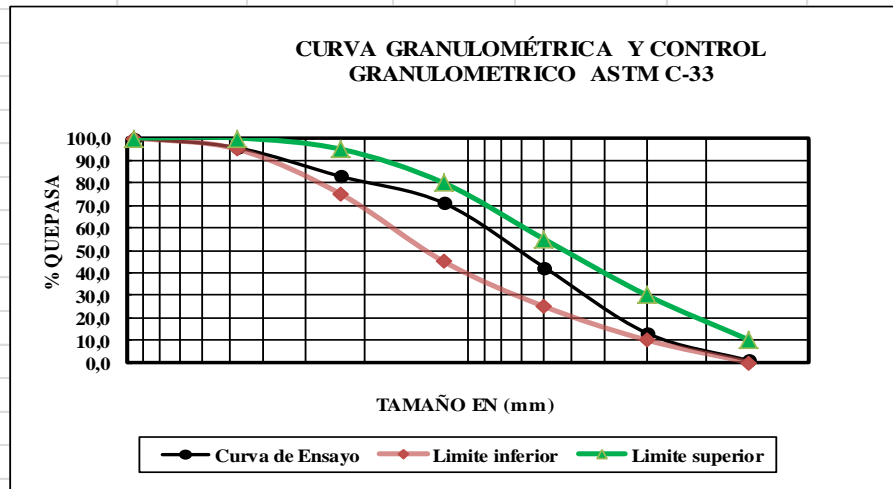
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
 PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN

GRANULOMETRÍA - AGREGADO FINO

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Procedencia: Erika - El Rancho
 Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal
 Fecha: Mayo de 2016

Peso Total (gr.) =		1500					
Tamices	tamaño (mm)	Peso Ret.	Ret. Acum	% Ret. Acum	% que pasa del total	Especificación ASTM C-33	
3/8	9,50	0,00	0,00	0,00	100,0	100	100
Nº4	4,75	65,40	65,40	4,36	95,6	95	100
Nº8	2,36	191,60	257,00	17,13	82,9	75	95
Nº16	1,18	177,80	434,80	28,99	71,0	45	80
Nº30	0,60	427,90	862,70	57,51	42,5	25	55
Nº50	0,30	440,00	1302,70	86,85	13,2	10	30
Nº100	0,15	185,90	1488,60	99,24	0,8	2	10
BASE	0,00	10,00	1498,60	99,91	0,1	0	0
SUMA=		1498,6					
PÉRDIDAS=		1,4					
MF =		2,94					



HUMEDAD	
DATO	gr
Peso Muestra Húmeda	1600,00
Peso Muestra seca	1567,19
Peso Agua	32,81
% de Humedad	2,09



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
 PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN

PESO ESPECÍFICO - AGREGADO FINO

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Procedencia: Erika - El Rancho

Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal

Fecha: Mayo de 2016

MUESTRA N°	PESO MUESTRA (gr)	PESO DE MATRÁZ (gr)	MUESTRA + MATRAZ + AGUA (gr)	PESO DEL AGUA AGREGADO AL MATRÁZ "W" (ml) ó (gr)	PESO MUESTRA SECADA "A" (gr)	VOLUMEN DEL MATRÁZ "V" (ml)	P. E. A GRANEL (gr/cm ³)	P. E. SATURADO CON SUP. SECA (gr/cm ³)	P. E. APARENTE (gr/cm ³)	% DE ABSORCIÓN
1	500	164,8	960,4	295,60	493,30	500,00	2,41	2,45	2,50	1,34
2	500	165,7	963,20	297,50	494,70	500,00	2,44	2,47	2,51	1,06
3	500	183,9	982,90	299,00	495,50	500,00	2,47	2,49	2,52	0,90
						PROMEDIO	2,44	2,47	2,51	1,10



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAE SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
 PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN

PESO UNITARIO - AGREGADO FINO

Proyecto: "ANÁLISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Procedencia: Erika - El Rancho

Fecha: Mayo de 2016

Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal

PESO UNITARIO SUELTO

MUESTRA N°	PESO RECIPIENTE (gr)	VOLUMEN RECIPIENTE (cm³)	PESO RECIP. + MUESTRA SUELTA (gr)	PESO MUESTRA SUELTA (gr)	PESO UNITARIO SUELTO (gr/cm³)
1	2698,40	3000,00	7248,50	4550,10	1,517
2	2698,40	3000,00	7193,60	4495,20	1,498
3	2698,40	3000,00	7205,70	4507,30	1,502
				PROMEDIO	1,51

PESO UNITARIO COMPACTADO

MUESTRA N°	PESO RECIPIENTE (gr)	VOLUMEN RECIPIENTE (cm³)	PESO RECIP. + MUESTRA SUELTA (gr)	PESO MUESTRA COMPACTADA (gr)	PESO UNITARIO SUELTO (gr/cm³)
1	2698,40	3000,00	7708,40	5010,00	1,670
2	2698,40	3000,00	7673,30	4974,90	1,658
3	2698,40	3000,00	7695,90	4997,50	1,666
				PROMEDIO	1,66



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

ENSAYO: MODULO DE FINURA CEMENTO

Proyecto: "ANALISIS DE SISTEMAS SOSTENIBLES EN DRENAJE URBANO
 APLICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA"

Solicitante: Humacata Vargas Omar Ronal

Fecha: Mayo 2016

REFERENCIA ASTM C 430

$$[Re]_{200} = R(\#200) * F_{200}$$

Descripción:

Re 200 = Rechazo en malla 200

R (#200) = Retenido en la malla #200 (gr)

F 200 = Factor de reten. en malla (100%)

DESCRIPCIÓN	R (#200) (gr)	Re 200 %	Re 200 MEDIA
CEMENTO	0,80	1,60	1,57
EL PUENTE	0,77	1,54	
FABRICA SOBOCE	0,79	1,58	
CEMENTO	1,39	2,78	2,95
FANCESA	1,49	2,98	
FABRICA FABOCE	1,55	3,10	
CEMENTO	0,47	0,94	0,94
COBOCE	0,52	1,04	
FABRICA COBOCE	0,42	0,84	

3.5.2. Dosificación de pavimento drenante

La dosificación del pavimento drenante se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 211.3 a partir de los datos obtenidos en laboratorio.

Datos:

Relación agua / cemento: 0.35

Porcentaje de vacíos: 20 %

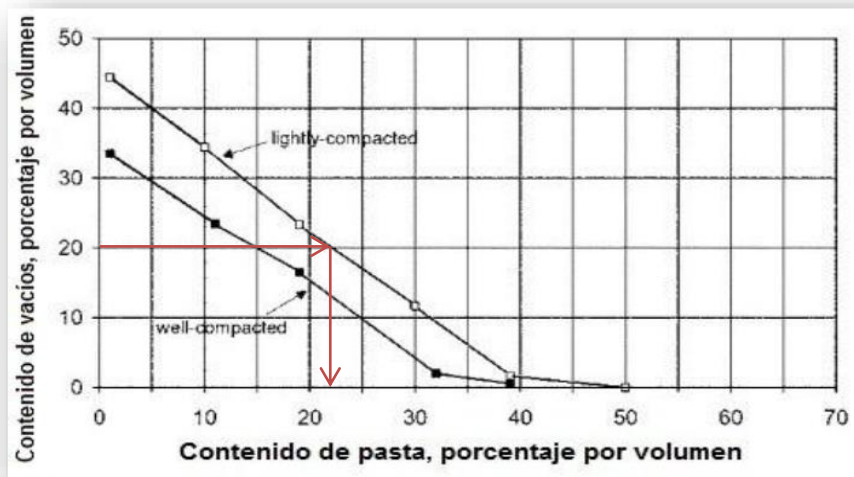
Peso específico del cemento 3.20 gr/cm^3

Peso específico de la grava: 2.55 gr/cm^3

Peso específico de la arena: 2.47 gr/cm^3

3.5.2.1. Determinación del contenido de pasta

Se determinó el volumen de pasta a partir de la figura 9 para un hormigón ligeramente compactado y con contenido de vacíos del 20 %.



Se determinó un contenido de pasta de 22 %, según recomendaciones de ACI si se utiliza agregado fino en el diseño de la mezcla el contenido de pasta debe ser reducido

un 1% por cada 10% del agregado fino del total de agregado para pavimento drenante ligeramente compactado.

El pavimento será diseñado con un contenido de agregado fino igual al 10 % del total del agregado. Por lo tanto, el volumen de pasta será igual a:

$$V_p = 22 * 0.99 = 21.78 \%$$

El volumen de pasta será igual al 21.78 % es decir 0.2178 m³ de pasta por cada m³ de pavimento drenante.

3.5.2.2. Volumen de agregado

El volumen del agregado se estableció a partir de la diferencia entre el volumen total de pavimento drenante y el volumen de pasta más porcentaje de vacíos.

$$V_a = V_t - V_p - V_v$$

Dónde:

V_a = Volumen de agregado

V_t = Volumen total = 1 m³

V_p = Volumen de pasta en m³.

V_v = Volumen de vacíos en m³

$$V_a = 1 - 0.2178 - 0.2 = 0.5822 \text{ m}^3$$

Volumen de agregado fino: El volumen de agregado fino será igual al 10% del total del volumen de agregado.

$$V_f = 0.5822 * 0.10 = 0.05822 \text{ m}^3$$

Peso de agregado fino:

El peso del agregado fino será igual al volumen de agregado fino multiplicado por el peso específico del agregado fino.

$$P_f = 0.05822m^3 * 2470 \frac{kg}{m^3} = 143.803 kg$$

El peso del agregado fino será igual a 143.803 kg por cada metro cubico de pavimento drenante.

Volumen de agregado grueso: El volumen de agregado grueso será igual al 90% del total de volumen de agregado.

$$V_g = 0.5822 * 0.90 = 0.52398 m^3$$

Peso de agregado grueso:

El peso del agregado grueso será igual al volumen de agregado grueso multiplicado por el peso específico del agregado grueso.

$$P_g = 0.52398m^3 * 2550 \frac{kg}{m^3} = 1336.149 kg$$

El peso del agregado grueso será igual a 1336.149 kg por cada metro cubico de pavimento drenante.

3.5.2.3. Volumen de cemento

Sabiendo que el volumen de pasta es igual al volumen de cemento más el volumen de agua se tiene la siguiente relación:

$$V_p = V_{cemento} + V_{agua}$$

$$V_p = \frac{\text{Peso cemento}}{\text{Peso especifico cemento}} + \frac{\text{Peso de agua}}{\text{peso especifico del agua}}$$

A partir de la relación agua / cemento el peso del agua se puede expresar de la siguiente manera:

$$V_p = \frac{c}{\text{Peso especifico cemento}} + \frac{\left(\frac{a}{c}\right) * c}{\text{Peso especifico del agua}}$$

Siendo c el peso del cemento en kg. Remplazando valores en la ecuación:

$$0.2178 \text{ m}^3 = \frac{c}{3200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} + \frac{(0.35) * c}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}$$

$$c = \frac{0.2178 \text{ m}^3}{\frac{1}{3200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} + \frac{0.35}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}} = 328.75 \text{ kg}$$

El peso de cemento es igual a 328.75 kg de cemento por metro cubico de pavimento drenante.

El volumen de cemento será igual a:

$$V_c = \frac{\text{Peso cemento}}{\text{Peso especifico del cemento}}$$

$$V_c = \frac{328.75 \text{ kg}}{3200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 0.1027 \text{ m}^3$$

3.5.2.4. Contenido de agua

La cantidad de agua se obtendrá a partir de la relación agua/ cemento.

$$Peso\ agua = \left(\frac{peso\ agua}{peso\ cemento} \right) * Peso\ cemento$$

$$Peso\ agua = (0.35) * 328.75\ kg = 115.06\ kg$$

El volumen de agua será igual a:

$$V_{agua} = \frac{Peso\ agua}{Peso\ especifico\ agua}$$

$$V_{agua} = \frac{115.06\ kg}{1000\ \frac{kg}{m^3}} = 0.1150\ m^3$$

3.5.2.5. Resultados de dosificación

Los valores obtenidos para cada componente del pavimento drenante en un metro cubico son los siguientes:

Pesos por metro cubico de pavimento drenante	
Cemento	328.75 kg
Grava	1336.149 kg
Arena	143.8034 kg
Agua	115.06 kg
Peso total del hormigón	1808.70 kg

Volumen por metro cubico de pavimento drenante

Cemento	0.1027 m ³
Grava	0.52398 m ³
Arena	0.05822 m ³
Agua	0.1150 m ³
Vacíos	0.20 3

Figura 10. Una vez dosificada la mezcla preparamos los agregados para un determinado número de moldes, tanto como vigas para la ruptura a flexión y probetas para la ruptura a compresión.



Figura 11. En la figura podemos ver las que se dosificaron para su posterior curado en agua, para su siguiente ensayo que es la ruptura



3.5.3. Resistencia a compresión y flexión del pavimento drenante

3.5.3.1. Ensayo de compresión

Se realizaron los ensayos de rupturas de probetas de pavimento drenante en el nuevo laboratorio de resistencia de los materiales y hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Las dimensiones de las probetas son las siguientes: Altura= 30 cm.; Diámetro= 15 cm.



Figura 12. Ensayo rupturas de probetas de pavimento drenante con la prensa hidráulica y su respectiva pantalla digital de resultados.

Tabla 19. Resultados del ensayo de compresión

probeta N°	Sección (cm ²)	Lectura (KN)	Carga (kg)	Resistencia (Kg/cm ²)
1	176,72	177,0	18054,0	102,2
2	176,72	201,1	20516,9	116,1
3	176,72	194,8	19865,6	112,4
4	176,72	231,5	23617,9	133,6
5	176,72	232,9	23759,4	134,5
6	176,72	193,9	19780,7	111,9
7	176,72	227,2	23174,7	131,1
8	176,72	245,7	25062,1	141,8
9	176,72	207,5	21168,3	119,8
10	176,72	211,8	21607,2	122,3
11	176,72	233,1	23773,6	134,5
12	176,72	210,0	21423,1	121,2
13	176,72	206,7	21083,3	119,3
14	176,72	214,9	21918,7	124,0
15	176,72	198,0	20191,3	114,3

16	176,72	193,7	19752,3	111,8
17	176,72	234,5	23915,2	135,3
18	176,72	219,2	22357,7	126,5
19	176,72	228,8	23334,7	132,0
20	176,72	233,1	23773,6	134,5
21	176,72	206,7	21083,3	119,3
22	176,72	207,3	21140,0	119,6
23	176,72	217,7	22201,9	125,6
24	176,72	192,3	19610,7	111,0
25	176,72	224,7	22924,0	129,7
26	176,72	210,0	21423,1	121,2
27	176,72	206,7	21083,3	119,3
28	176,72	214,9	21918,7	124,0
29	176,72	198,0	20191,3	114,3
30	176,72	193,7	19752,3	111,8
			promedio	123,9

3.5.3.2. Ensayo de flexión

Se realizaron los ensayos de rupturas vigas de pavimento drenante en el nuevo laboratorio de resistencia de los materiales y hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Las dimensiones de las probetas son las siguientes: Altura= 15 cm.; Base = 15 cm.; Largo = 54 cm



Figura 13. Ensayo de resistencia a flexión con la rupturas de vigas de pavimento drenante con la prensa hidráulica y su respectiva pantalla digital de resultados.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

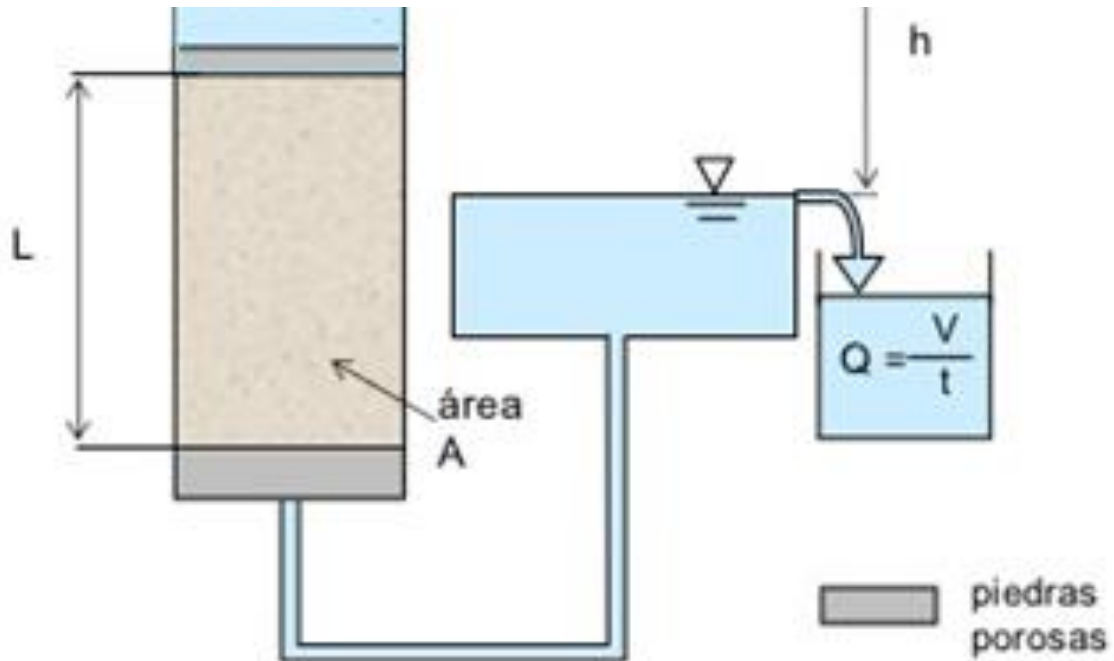
Tabla 20. Resultados del ensayo resistencia a flexión

viga N°	lado de la viga (cm)	Lectura (KN)	Carga (kg)	Resistencia (Kg/cm ²)
1	15	21,4	2180,5	12,3
2	15	16,0	1628,3	9,2
3	15	18,9	1925,7	10,9
4	15	15,0	1529,2	8,7
5	15	13,4	1370,6	7,8
6	15	19,9	2024,8	11,5
7	15	17,4	1769,9	10,0
8	15	20,7	2109,7	11,9
9	15	13,7	1396,1	7,9
10	15	16,0	1628,3	9,2
11	15	17,6	1798,2	10,2
12	15	19,0	1939,8	11,0
13	15	12,8	1306,9	7,4
14	15	16,5	1685,0	9,5
15	15	21,2	2166,4	12,3
16	15	21,4	2180,5	12,3
17	15	16,0	1628,3	9,2
18	15	18,9	1925,7	10,9
19	15	15,0	1529,2	8,7
20	15	13,4	1370,6	7,8
21	15	19,9	2024,8	11,5
22	15	19,0	1939,8	11,0
23	15	12,8	1306,9	7,4
24	15	16,5	1685,0	9,5
25	15	21,2	2166,4	12,3
26	15	21,4	2180,5	12,3
27	15	12,8	1306,9	7,4
28	15	16,5	1685,0	9,5
29	15	21,2	2166,4	12,3
30	15	21,4	2180,5	12,3
Promedio				10,016 Kg/cm ²

3.5.4. Caudal de infiltración

3.5.4.1. Determinación del coeficiente de infiltración con permeámetro de carga constante.

Figura 14. Permeámetro de carga constante.



Este permeámetro ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo granular (grava). Una muestra de suelo de área transversal A y longitud L conocidas, confinadas en un tubo, se somete a una carga hidráulica h . El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (en cm^3) que pasa en un tiempo t . El gradiente hidráulico permanece constante a lo largo de todo el periodo del ensayo.

Los niveles de agua superior e inferior se mantienen constante por desborde, con lo cual h permanece constante, pues depende solamente de esa diferencia de niveles. La cantidad de agua que pasa se recoge en una bureta graduada.

Conocidos los valores Q , h , L , A , se calcula el coeficiente de permeabilidad.

Aplicando la Ley de Darcy

\tilde{v} (cm/seg) = $K \cdot i$ y la ecuación de continuidad $Q = \tilde{v} \cdot A \cdot t$

$V/t = k \cdot A \cdot i$ Reemplazando $i = L/h$ despejando k

$$k = \frac{V \cdot L}{A \cdot t \cdot h} \quad \left(\frac{\text{cm}}{\text{s}}\right)$$

$$Q = K * A * \frac{h}{l} \quad \left(\frac{\text{cm}}{\text{s}}\right)$$

Para la realización del ensayo se siguieron los siguientes pasos:

- Procedimiento del ensayo en permeámetro de carga constante.

Se deben seguir los siguientes pasos considerando un permeámetro tipo:

- a) Ensamblado del aparato con todos sus elementos.
- b) Preparación de la celda: Se debe verificar que la celda esté limpia y seca y determinar su peso, diámetro y altura. Además verificar la estanqueidad de la misma.
- c) Preparación de la muestra: En todos los casos la muestra debe calzar perfectamente en la célula sin dejar cavidades en su perímetro.
- d) Saturación de la muestra: Haciendo vacío saturar la muestra el tiempo que sea necesario Aplicar una succión baja hasta verificar la saturación y la ausencia total de burbujas de aire en la muestra.
- e) Permitir el paso de agua, abriendo la llave correspondiente, verificando que no quede aire atrapado en las conexiones con cada uno de los tubos.
- f) Realización del ensayo propiamente dicho: Permitir el paso del agua a través de la muestra. Cuando el caudal sea uniforme, iniciar la recolección de agua en el depósito graduado. Cronometrar el tiempo de ensayo.

Figura 15. Para realizar el ensayo de permeabilidad se impermeabilizo el perímetro de la muestra.



Figura 16. Cuando se introduce la muestra al equipo de permeabilidad se tiene que tener mucho cuidado que el agua no escurra por su perímetro.



Figura 17. En la figura se muestra el equipo completo a poner en funcionamiento. Un permeámetro de carga constante funciona poniendo una carga de agua sobre la muestra y aforando con un recipiente graduado el agua escurrida.



Con los siguientes cálculos podemos determinar la permeabilidad del pavimento drenante

$$k = \frac{V.L}{A.t.h} \left(\frac{m}{s} \right) \quad k = \frac{0.00588202 * 0.30}{0.01761715 * 42.7 * 0.30} = 0.00779516 \left(\frac{m}{s} \right)$$

Los demás cálculos se realizaron en anexos. Que se muestran en la siguiente planilla.

Tabla 21. Determinación del coeficiente de permeabilidad del pavimento drenante

volumen de aforo (m ³)	Tiempo de aforo (seg.)	Área de la muestra (m ²)	longitud de la muestra (m)	Altura de carga	K Coeficiente de infiltración (m/s)
0,00588202	42,7	0,0176715	0,3	0,3	0,00779516
0,00588202	43,5	0,0176715	0,3	0,3	0,0076518
0,00588202	46,9	0,0176715	0,3	0,3	0,00709709
0,00588202	48,7	0,0176715	0,3	0,3	0,00683477
0,00588202	42,3	0,0176715	0,3	0,3	0,00786887
0,00588202	40,8	0,0176715	0,3	0,3	0,00815817
0,00588202	45,8	0,0176715	0,3	0,3	0,00726754
0,00588202	47,3	0,0176715	0,3	0,3	0,00703707
0,00588202	48,2	0,0176715	0,3	0,3	0,00690567
0,00588202	39,8	0,0176715	0,3	0,3	0,00836315
0,00588202	46,2	0,0176715	0,3	0,3	0,00720462
0,00588202	43,7	0,0176715	0,3	0,3	0,00761678
0,00588202	41,5	0,0176715	0,3	0,3	0,00802056
0,00588202	46,2	0,0176715	0,3	0,3	0,00720462
0,00588202	43,8	0,0176715	0,3	0,3	0,00759939
0,00588202	47,9	0,0176715	0,3	0,3	0,00694892
0,00588202	46,1	0,0176715	0,3	0,3	0,00722025
0,00588202	40,9	0,0176715	0,3	0,3	0,00813822
0,00588202	45,6	0,0176715	0,3	0,3	0,00729942
0,00588202	47,6	0,0176715	0,3	0,3	0,00699272
0,00588202	42,9	0,0176715	0,3	0,3	0,00775882
0,00588202	46,8	0,0176715	0,3	0,3	0,00711225
0,00588202	48,3	0,0176715	0,3	0,3	0,00689137
0,00588202	40,2	0,0176715	0,3	0,3	0,00827993
0,00588202	42,5	0,0176715	0,3	0,3	0,00783184
				promedio	0.007327

3.6. Características hidráulicas con variante de pavimento drenante

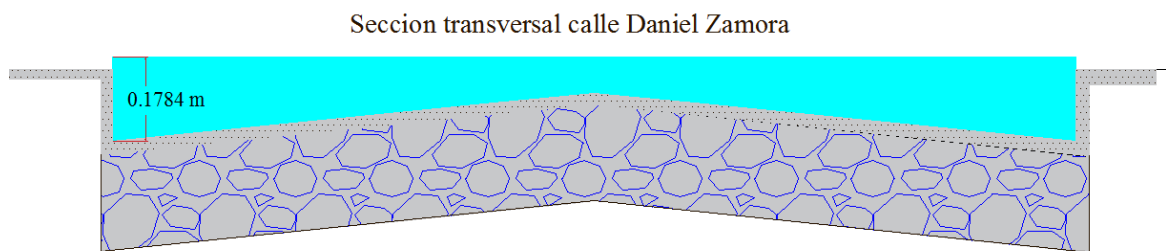
3.6.1. Punto en estudio calle Daniel Zamora y Luis Campero

3.6.1.1. Reducción parcial o total del Tirante de agua en la calzada

3.6.1.2.

El tirante producido en el punto de estudio es igual a 0.1784 metros el cual se reducirá debido a la infiltración que permite el pavimento drenante.

Figura 18. Sección transversal con tirante de agua excedente



Aplicando pavimento drenante sobre la calle Daniel Zamora entre Luis Campero y F. Ávila de Carpio realizaremos el análisis de como varia el caudal teniendo una infiltración del pavimento permeable.

Con la utilización del pavimento drenante drenaremos en su totalidad el caudal excedente para que este no produzca escorrentía en la vía.

$K = 0.00732732 \text{ m/s}$ Coeficiente de infiltración del pavimento drenante

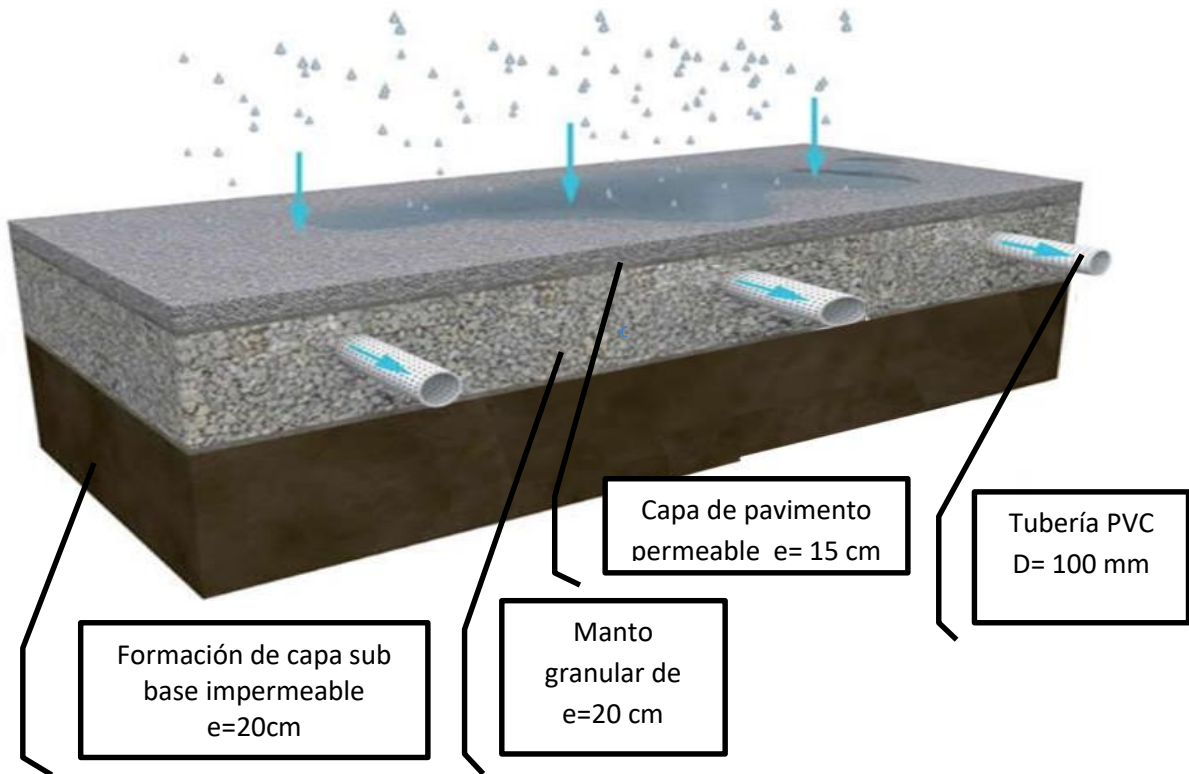
Datos del punto de aplicación:

Caudal a infiltrar = $2.8918 \text{ m}^3/\text{s}$

Ancho de la vía = 10m

Tirante $Y = 0.1784\text{m}$

Figura 19. Vista longitudinal de la estructura de construcción del pavimento poroso



La Altura del pavimento drenante será de 0.15 metros y un manto granular de 0.20 m de acuerdo al esquema de la figura 13.

Para poder evacuar en su totalidad el caudal se realizó una captación con tuberías perforadas con un diámetro de diez pulgadas.

Caudal unitario que capta la tubería por metro es igual:

$$qu = A * Ve * Cc$$

qu= caudal unitario en m³/s

A= Área de perforaciones igual a 0.1036 m² que equivale al 32.97% del 100% del área perimetral de la tubería

Ve= 3 cm/s recomendado

Cc=0.55 coeficiente de obstrucción

$$qu=0.1036*(3/100)*0.55= 0.0017106 \text{ m}^3/\text{s-m}$$

El espacio de eje de tubería viene dado en función de la capacidad de infiltración del pavimento drenante.

$$e = 1\text{m} \quad \text{Espaciamiento entre tuberías}$$

Longitud necesaria para captar el caudal en su totalidad es igual:

$$l = \frac{Qd - Qe}{qu}$$

$$l = \frac{Qd - k * (l1 * h - \# \text{ de piezas} * \frac{\pi * D^2}{4})}{qu}$$

$$l = \frac{2.8918 \frac{m^3}{s} - 0.007327 * (l1 * 0.35 - \frac{l}{B} * (\frac{\pi * 0.1^2}{4}))}{0.0017106 m^3/s_m}$$

Como el ancho de calzada es igual: B=10 m

Iterando si l1=130 m entonces l= 1305.13 m longitud necesaria para captar todo el caudal

$$\# \text{ de piezas} = \frac{1305.13}{10} = 130.513 \sim 131 \text{ piezas}$$

Longitud determinada por el espaciamiento y # de piezas

$$l = \# \text{ de piezas} * e = 131 * 1 = 131\text{m}$$

Nuestra condición es: l1= l

Entonces la longitud real de aplicación es igual:

$$L = 131 \text{ metros} + \text{Dos metros para ambos costados}$$

$$L = 133 \text{ metros}$$

Nota: el cálculo de la longitud de pavimento está determinada en un proceso iterativo

Para calcular el área de perforaciones se tomó el siguiente criterio:

<p>Vingreso = (2.5 – 10) cm / s Recomendado...v = 3..(cm / s) Para ⇒ (C = 0.55)</p>

$A = \frac{Qu}{ve * Cc}$

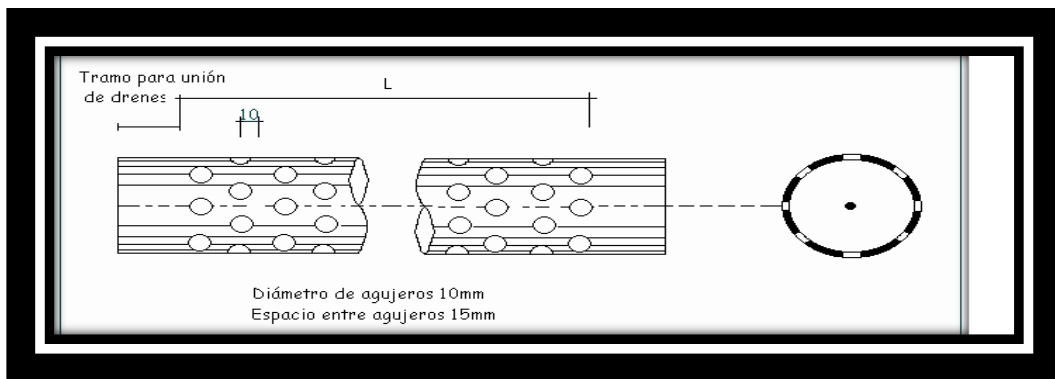
$$A = \frac{0.0017106 \text{ m}^3/\text{s}}{0.03 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.55} \quad A = 0.1036 \text{ m}^2$$

Se tomara un diámetro de perforación de 10 mm recomendado:

Área de orificio es igual: 0.00007854 m²

$$\# \text{ de orificios} = \frac{0.1036 \text{ m}^2}{0.00005854 \text{ m}^2} = 1319.99 \sim 1320 \text{ orificios por metro}$$

Figura 20 Distribución de las perforaciones en la tubería por metro lineal



Nota : el proceso de iteracion y las demas dimensiones de los puntos de aplicacion se encuentra adjunto en axesos en calculo de la tuberia de infiltracion

3.7. Puesta en obra y mantenimiento

El hormigón poroso debe colocarse bien compactado y al mismo tiempo debe ser permeable. Es importante tener en cuenta que como el agua pasa a través del sistema completo, tanto el hormigón, la sub-base y el suelo, deben estar preparados para correcto funcionamiento del mismo. Hay prestar especial atención en caso de que exista la posibilidad de contaminación por metales pesados (instalando una correcta impermeabilización para recogerlos)



1. Entrega y descarga.- El hormigón se entrega en camión hormigonera listo para su uso, y debe colocarse rápidamente debido al bajo contenido de agua, lo que disminuye el tiempo de fraguado del hormigón.



Imagen 29. Ejecución

2. ejecución.- Después de verter el hormigón, se extiende con un rastrillo o una pala lo más uniformemente posible.



Imagen 30. Nivelación

3. Nivelación.- Nivelar hasta la altura deseada con medios manuales o mecánicos (extendedora o regla)



Imagen 31. Compactación

4. compactación y terminación.- Compactamos y terminamos la superficie con un rodillo de pavimento o una placa vibratoria



Imagen 32 protección

4. Protección.- Cubra la superficie con una lona de plástico para evitar que el hormigón se seque demasiado rápido. Debe cubrirse después de los 15 minutos de su colocación.

5.



El curado es necesario para evitar la evaporación del agua.

Imagen 33. Correcto curado

Dada la porosidad del material, no es adecuado usar líquido de curado.

En su lugar, debemos cubrir la superficie con una película de polietileno de 7 a 10 días.

Imagen 34. Lavado por presión y aspiración



Mantenimiento.

Con el tiempo la permeabilidad del hormigón poroso disminuye.

Contaminantes pequeños, como las hojas, material fino pueden cubrir los huecos.

En época donde no existen precipitaciones, la arena, la sal y diferentes contaminantes también puede obstruir el hormigón poroso. El

sitio debe ser inspeccionado una vez al año para comprobar el estado del hormigón.

Hay tres formas de mantenimiento

- Aspirando
- Lavado a presión
- Barriendo

Todas estas funciones de mantenimiento están dadas por los intervalos de lluvia. La aspiración es más eficiente y menos agresiva que el lavado a presión para eliminar el polvo y las hojas.

3.8. Costo de construcción de pavimento drenante

3.8.1. Calle Daniel Zamora y calle Luis Campero

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

3.8.1.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

Q= 1.4459 m³/s caudal para cada carril

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m² para un canal de máxima eficiencia igual a 2*y².

R= Radio hidráulico m igual a 0.5*y

n= Coeficiente de rugosidad 0.013

Remplazando los valores en la ecuación:

$$1.4459 = \frac{1}{0.013} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

$$y = 0.66 \text{ m}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.66 m Constructivamente y considerando una altura libre de 0.05 metros asumimos una altura de canal de 0.75 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b = 2*y$

$$b = 2 * 0.66 = 1.32 \text{ m}$$

3.8.1.2. Costo de construcción

Las actividades a realizar en la construcción del pavimento drenante y sus precios unitarios son los siguientes:

Tabla 22. Precios unitarios para actividades de construcción de pavimento drenante

precios unitarios para cada actividad, para la construcción de pavimento drenante			
N°	Actividad	Unidad	Precio unitario Bs.
1	Demolición carpeta existente	m ²	40,604
2	Excavación	m ³	9,383
3	Conformación de capa sub base	m ³	117,171
4	Relleno de material de drenaje	m ³	316,078
5	Junta longitudinal	m	4,923
6	Junta transversal	m	39,071
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	768,266
8	Colocado de tubo PVC	m ³	139,430
9	Hormigón Drenante	m ³	632,093
10	Corte y sello de juntas	m	23,227
11	Demolición de acera	m ²	40,604
12	Excavación manual	m ³	37,817
13	Canal de Hormigón	m ³	1078,216
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	1821,086
15	Relleno y compactado	m ³	62,279
16	Acera de hormigón	m ²	789,937
17	Limpieza	m ²	16,363
Fuente: Elaboración Propia			

El detalle del precio unitario y el cómputo métrico para cada actividad se encuentra adjunto en anexos.

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución

Tabla 23. Costo de pavimento calle Daniel Zamora y Luis Campero

Punto de estudio Calle Daniel Zamora y Luis campero					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs.
1	Demolición carpeta existente	m ²	1330	40,604	54003,632
2	Excavación	m ³	731,558	9,383	6863,861
3	Conformación de capa sub base	m ³	266,021	117,171	31170,008
4	Relleno de material de drenaje	m ³	247,731	316,078	78302,305
5	Junta longitudinal	m	133	4,923	654,712
6	Junta transversal	m	133	39,071	5196,466
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,700	768,266	537,829
8	Colocado de tubo PVC	m ³	1310	139,430	182653,286
9	Hormigón Drenante	m ³	207,495	632,093	131156,675
10	Corte y sello de juntas	m	133	23,227	3089,138
11	Demolición de acera	m ²	351,12	40,604	14256,959
12	Excavación manual	m ³	474,012	37,817	17925,504
13	Canal de Hormigón	m ³	120,498	1078,216	129922,855
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	43,092	1821,086	78474,245
15	Relleno y compactado	m ³	34,4736	62,279	2146,986
16	Acera de hormigón	m ²	430,92	789,937	340399,817
17	Limpieza	m ²	1760,92	16,363	28814,798
Costo total Bs.					1105569,08
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en la calle Daniel Zamora y Luis Campero es de 1105569.08 Bs.

3.8.2. Calle Daniel Zamora y calle Brasil.

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

3.8.2.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

$$Q = 1.4024 \text{ m}^3/\text{s}$$

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m^2 para un canal de máxima eficiencia igual a $2*y^2$.

R= Radio hidráulico m igual a $0.5*y$

N= Coeficiente de rugosidad 0.013

Remplazando los valores en la ecuación:

$$1.4024 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.014} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.65 m Constructivamente y considerando una altura libre 0.05 de asumimos una altura de canal de 0.70 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b= 2*y$

$$b = 2 * 0.65 = 1.30\text{m}$$

Se asumirá un ancho de canal de 1.30 m.

3.8.2.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 24. Costo de pavimento calle Daniel Zamora y Calle Brasil

Punto de estudio Calle Daniel Zamora y calle Brasil					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs.
1	Demolición carpeta existente	m ²	1290	40,604	52379,463
2	Excavación	m ³	709,551	9,383	6657,376
3	Conformación de capa sub base	m ³	258,018	117,171	30232,322
4	Relleno de material de drenaje	m ³	240,128	316,078	75899,192
5	Junta longitudinal	m	129	4,923	635,021
6	Junta transversal	m	129	39,071	5040,181
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,350	768,266	268,912
8	Colocado de tubo PVC	m ³	1290	139,430	179864,686
9	Hormigón Drenante	m ³	201,253	632,093	127211,134
10	Corte y sello de juntas	m	129	23,227	2996,232
11	Demolición de acera	m ²	412,8	40,604	16761,428
12	Excavación manual	m ³	412,8	37,817	15610,677
13	Canal de Hormigón	m ³	118,035	1078,216	127267,209
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	41,28	1821,086	75174,437
15	Relleno y compactado	m ³	33,024	62,279	2056,707
16	Acera de hormigón	m ²	412,8	789,937	326086,151
17	Limpieza	m ²	1702,8	16,363	27863,752
Costo total Bs.					1072004,88
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en la calle Daniel Zamora y calle Brasil es de 1072004,88 Bs.

3.8.3. Punto de estudio Av. San Bernardo y Av. Circunvalación

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia

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

Donde:

$$Q = 1.03085 \text{ m}^3/\text{s}$$

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m^2 para un canal de máxima eficiencia igual a $2*y^2$.

R= Radio hidráulico m igual a $0.5*y$

N= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$1.03085 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.014} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.58 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.65 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b = 2*y$

$$b = 2 * 0.58 = 1.16 \text{ m}$$

Se asumirá un ancho de canal de 1.20 m.

3.8.3.1. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 25. Costo de pavimento Av. San Bernardo y Av. Circunvalación

Punto de estudio Calle San Bernardo y Av. Circunvalación					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs
1	Demolición carpeta existente	m ²	950	40,604	38574,023
2	Excavación	m ³	522,537	9,383	4902,719
3	Conformación de capa sub base	m ³	190,013	117,171	22264,113
4	Relleno de material de drenaje	m ³	176,995	316,078	55944,403
5	Junta longitudinal	m	95	4,923	467,651
6	Junta transversal	m	95	39,071	3711,761
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,350	768,266	268,912
8	Colocado de tubo PVC	m ³	930	139,430	129669,89
9	Hormigón Drenante	m ³	148,210	632,093	93682,618
10	Corte y sello de juntas	m	95	23,227	2206,527
11	Demolición de acera	m ²	258,4	40,604	10492,134
12	Excavación manual	m ³	258,4	37,817	9771,799
13	Canal de Hormigón	m ³	81,225	1078,216	87578,083
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	27,74	1821,086	50516,930
15	Relleno y compactado	m ³	22,192	62,279	1382,099
16	Acera de hormigón	m ²	277,4	789,937	219128,63
17	Limpieza	m ²	285	16,363	4663,595
Costo total Bs.					735225,89
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en Av. San Bernardo y Av.

Circunvalación es de 735225,89 Bs.

3.8.4. Punto de estudio calle Gamoneda y Av. Circunvalación

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

3.7.4.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

$$Q = 0.65455 \text{ m}^3/\text{s}$$

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m^2 para un canal de máxima eficiencia igual a $2*y^2$.

R= Radio hidráulico m igual a $0.5*y$

n= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$0.65455 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.014} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.49 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.55 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b = 2*y$

$$b = 2 * 0.49 = 0.98\text{m}$$

Se asumirá un ancho de canal de 1 m.

3.7.4.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 26. Costo de pavimento calle Gamoneda y circunvalación

Punto de estudio Calle Gamoneda y Av. Circunvalación					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs
1	Demolición carpeta existente	m ²	619,8	40,604	25166,505
2	Excavación	m ³	340,913	9,383	3198,622
3	Conformación de capa sub base	m ³	123,968	117,171	14525,510
4	Relleno de material de drenaje	m ³	111,844	316,078	35351,599
5	Junta longitudinal	m	60	4,923	295,359
6	Junta transversal	m	60	39,071	2344,270
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,361	768,266	277,785
8	Colocado de tubo PVC	m ³	580	139,430	80869,394
9	Hormigón Drenante	m ³	96,486	632,093	60988,269
10	Corte y sello de juntas	m	60	23,227	1393,596
11	Demolición de acera	m ²	156	40,604	6334,261
12	Excavación manual	m ³	156	37,817	5899,384
13	Canal de Hormigón	m ³	44,1	1078,216	47549,319
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	15,6	1821,086	28408,944
15	Relleno y compactado	m ³	12,48	62,279	777,244
16	Acera de hormigón	m ²	156	789,937	123230,23
17	Limpieza	m ²	240	16,363	3927,238
Costo total Bs.					440537,531
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en calle Gamoneda y Av. circunvalación es de 440537,531 Bs.

3.8.5. Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

3.7.5.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

Q= 1.0285 m³/s

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m² para un canal de máxima eficiencia igual a 2*y².

R= Radio hidráulico m igual a 0.5*y

n= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$1.0285 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.013} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.583 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.65metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b= 2*y$

$$b = 2 * 0.583 = 1.17m$$

Se asumirá un ancho de canal de 1.20 m.

3.7.5.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 27. Costo de pavimento calle Jorge Majluf y Av. Circunvalación

Punto de estudio Calle Jorge Majluf Av. Circunvalación					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs
1	Demolición carpeta existente	m ²	984	40,604	39954,567
2	Excavación	m ³	541,227	9,383	5078,073
3	Conformación de capa sub base	m ³	196,80	117,171	23060,427
4	Relleno de material de drenaje	m ³	184,34016	316,078	58265,797
5	Junta longitudinal	m	82	4,923	403,657
6	Junta transversal	m	82	39,071	3203,836
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,420	768,266	322,688
8	Colocado de tubo PVC	m ³	960	139,430	133852,790
9	Hormigón Drenante	m ³	152,52	632,093	96411,438
10	Corte y sello de juntas	m	82	23,227	1904,582
11	Demolición de acera	m ²	246	40,604	9988,642
12	Excavación manual	m ³	180	37,817	6806,981
13	Canal de Hormigón	m ³	70,11	1078,216	75593,714
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	24,6	1821,086	44798,720
15	Relleno y compactado	m ³	19,68	62,279	1225,654
16	Acera de hormigón	m ²	246	789,937	194324,596
17	Limpieza	m ²	328	16,363	5367,225
Costo total Bs.					700563,385
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en calle Jorge Majluf y Av.

Circunvalación es de 842489.872 Bs.

3.8.6. Calle Juan Misael Saracho entre Domingo Paz y Bolívar

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

3.8.6.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

Q= 0.3984 m³/s

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m² para un canal de máxima eficiencia igual a 2*y².

R= Radio hidráulico m igual a 0.5*y

n= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$0.3984 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.013} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.4086 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.45metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular b= 2*y

$$b = 2 * 0.4086 = 0.8172m$$

Se asumirá un ancho de canal de 0.85 m.

3.8.6.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 28. Calle Juan Misael Saracho entre Domingo Paz y Bolívar

Punto de estudio Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs
1	Demolición carpeta existente	m ²	312,7	40,604	12696,944
2	Excavación	m ³	172,029	9,383	1614,066
3	Conformación de capa sub base	m ³	62,556	117,171	7329,759
4	Relleno de material de drenaje	m ³	56,627	316,078	17898,624
5	Junta longitudinal	m	59	4,923	290,436
6	Junta transversal	m	59	39,071	2305,199
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,185	768,266	142,550
8	Colocado de tubo pvc	m ³	302,1	139,430	42121,800
9	Hormigón Drenante	m ³	50,457	632,093	31893,513
10	Corte y sello de juntas	m	59	23,227	1370,370
11	Demolición de acera	m ²	135,7	40,604	5509,995
12	Excavación manual	m ³	135,7	37,817	5131,707
13	Canal de Hormigón	m ³	37,17	1078,216	40077,284
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	13,57	1821,086	24712,139
15	Relleno y compactado	m ³	10,856	62,279	676,102
16	Acera de hormigón	m ²	135,7	789,937	107194,503
17	Limpieza	m ²	448,4	16,363	7337,389
Costo total Bs.					308302,38
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en Calle Juan Misael Saracho entre Domingo Paz y Bolívar es de 308302,38 Bs.

3.8.7. Calle Juan Junin y Víctor Paz

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

3.8.7.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Donde:

Q= 0.67 m³/s

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m² para un canal de máxima eficiencia igual a 2*y².

R= Radio hidráulico m igual a 0.5*y

n= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$0.67 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.013} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.49 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.55 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular b= 2*y

$$b = 2 * 0.49 = 0.98 \text{ m}$$

Se asumirá un ancho de canal de un metro

3.8.7.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 29. Calle Junín y Víctor Paz

Punto de estudio Calle Junín y Av. Víctor Paz					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs.
1	Demolición carpeta existente	m ²	540	40,604	21926,287
2	Excavación	m ³	297,059	9,383	2787,165
3	Conformación de capa sub base	m ³	108,021	117,171	12657,010
4	Relleno de material de drenaje	m ³	98,453	316,078	31118,817
5	Junta longitudinal	m	90	4,923	443,038
6	Junta transversal	m	90	39,071	3516,406
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,210	768,266	161,368
8	Colocado de tubo PVC	m ³	528	139,430	73619,034
9	Hormigón Drenante	m ³	86,416	632,093	54623,045
10	Corte y sello de juntas	m	90	23,227	2090,394
11	Demolición de acera	m ²	234	40,604	9501,391
12	Excavación manual	m ³	234	37,817	8849,075
13	Canal de Hormigón	m ³	66,15	1078,216	71323,979
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	23,4	1821,086	42613,416
15	Relleno y compactado	m ³	18,72	62,279	1165,866
16	Acera de hormigón	m ²	234	789,937	184845,347
17	Limpieza	m ²	360	16,363	5890,857
Costo total Bs.					527132,496
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en Calle Junín y Víctor Paz es de 527132,496 Bs.

3.8.8. Calle Daniel Campos y 15 de abril

La alternativa de solución que se plantea para la captación del caudal infiltrado en los puntos en estudio es mediante tuberías perforadas que estas llevaran el caudal infiltrado a los canales de recolección ubicados a ambos lados de la calzada.

Los valores de la capa sub base se asumió a partir de proyectos realizados en nuestra ciudad. Asumiendo una altura de capa sub base de 0.20 metros

3.8.8.1. Diseño de canal

El diseño del canal se determinará a partir de la ecuación de Manning para un canal rectangular de máxima eficiencia.

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

Dónde:

Q= 0.7342 m³/s

S= La pendiente en el canal igual a 0.2%

A= Área de la sección m² para un canal de máxima eficiencia igual a 2*y².

R= Radio hidráulico m igual a 0.5*y

n= Coeficiente de rugosidad 0.014

Remplazando los valores en la ecuación:

$$0.7342 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{1}{0.014} * (2 * y^2) * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.002^{\frac{1}{2}}$$

Iterando la ecuación obtenemos un valor de altura de canal de 0.51 m Constructivamente y considerando una altura libre asumimos una altura de canal de 0.55 metros

Por la ecuación de máxima eficiente para un canal rectangular $b = 2*y$

$$b = 2 * 0.51 = 1.02 \text{ m}$$

Se asumirá un ancho de canal de 1.05 metro

3.8.8.2. Costo de construcción

Para las características de la sección se realizó el cómputo métrico para cada actividad, obteniendo el siguiente costo de ejecución de la alternativa de solución:

Tabla 30. Calle Daniel Campos y 15 de abril

Punto de estudio Calle Daniel Campos y 15 De Abril					
N°	Actividad	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo en Bs
1	Demolición carpeta existente	m ²	438	40,604	17784,655
2	Excavación	m ³	241,092	9,383	2262,056
3	Conformación de capa sub base	m ³	87,670	117,171	10272,397
4	Relleno de material de drenaje	m ³	75,447	316,078	23847,130
5	Junta longitudinal	m	146	4,923	718,706
6	Junta transversal	m	146	39,071	5704,391
7	Pantalla impermeable de hormigón	m ³	0,105	768,266	80,732
8	Colocado de tubo pvc	m ³	432	139,430	60233,755
9	Hormigón Drenante	m ³	74,512	632,093	47098,830
10	Corte y sello de juntas	m	146	23,227	3391,084
11	Demolición de acera	m ²	394,2	40,604	16006,189
12	Excavación manual	m ³	335,8	37,817	12698,801
13	Canal de Hormigón	m ³	111,75	1078,216	120490,622
14	Tapa de hormigón para canal	m ³	39,42	1821,086	71787,217
15	Relleno y compactado	m ³	31,536	62,279	1964,035
16	Acera de hormigón	m ²	402,3	789,937	317791,809
17	Limpieza	m ²	584	16,363	9556,279
Costo total Bs.					721688,69
Fuente: Elaboración Propia					

El costo de construcción del pavimento drenante en calle Daniel Campos y 15 de abril es de 721688,69 Bs.

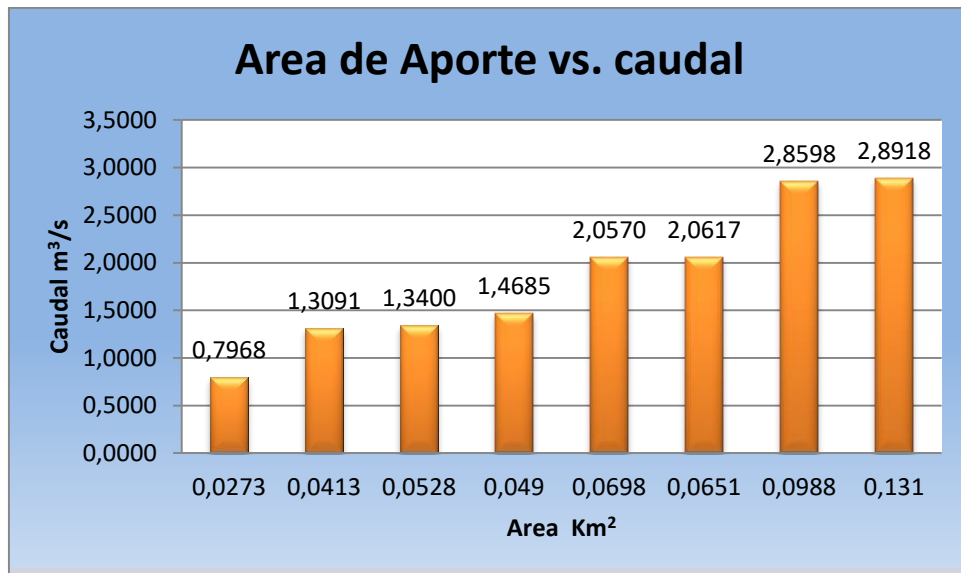
3.9. Análisis y resultados

3.9.1. Relación de caudales vs área de aporte en vías en estudio

Los valores obtenidos para las vías en estudio son las siguientes:

Punto en estudio	Área de aporte km ²	Caudal de aporte m ³ /s
Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero	0.1310	2.8918
Calle Daniel Zamora y Calle Brasil	0.0988	2.8598
Calle San Bernardo y Av. Circunvalación	0.0651	2.0617
Calle Gamoneda y Av. Circunvalación	0.0413	1.3091
Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.	0.0698	2.0570
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz.	0.0273	0.7968
Calle Junín y Av. Víctor Paz	0.0528	1.3400
Calle Daniel Campos y Calle 15 de Abril	0.0490	1.4685

Se obtuvo la siguiente gráfica de los valores de área de aporte y caudales para cada punto en estudio:

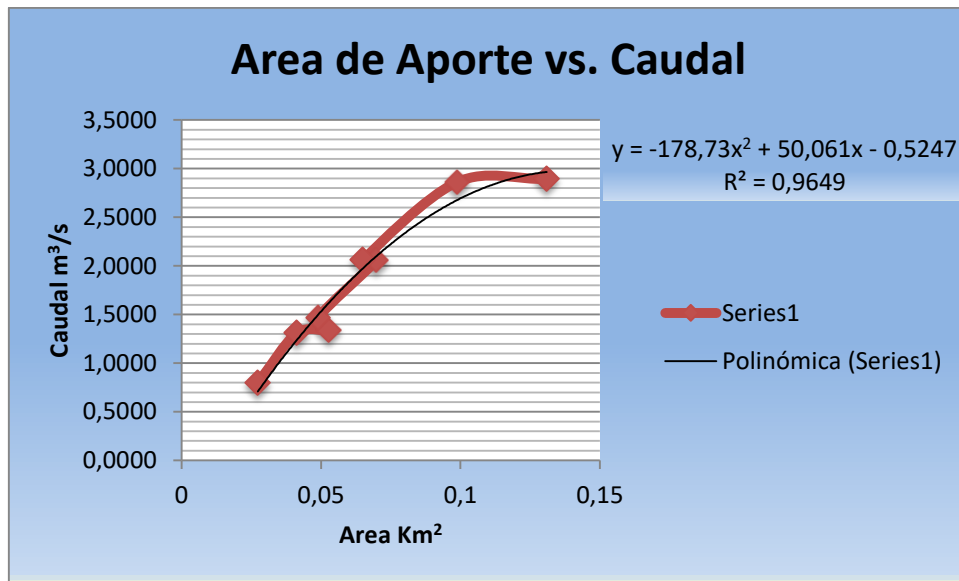


En la gráfica de caudales en función del área de aporte, se observa que los mayores caudales se producen en los puntos de estudio en la calle Daniel Zamora y Luis Campero. Esta situación se debe a las características de su área de aporte, ya que estos puntos cuentan con áreas de drenaje mayor y una superficie densamente poblada que permite que la mayor parte de la precipitación escurra superficialmente.

El menor caudal se produce en Calle Juan Misael Saracho debido a que su área de aporte es menor a la de otros puntos.

En los diferentes sitios de estudio, se evidencia que a mayor área de aporte se generan mayores caudales, los cuales necesitan ser evacuados efectivamente y de manera rápida, para brindar seguridad en la circulación vehicular bajo precipitaciones extraordinarias.

A partir de los valores establecidos para cada punto obtenemos una ecuación que nos permitirá obtener el valor del caudal a partir de un área de aporte.



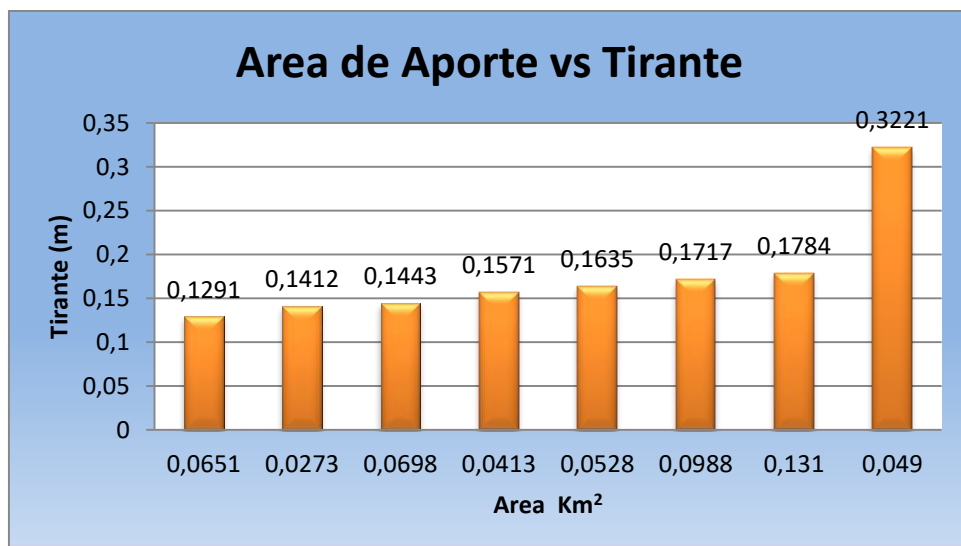
3.9.2. Relación de área vs tirante

Los tirantes obtenidos para cada punto en estudio son los siguientes:

Punto en estudio	Área de aporte km ²	Tirante de agua (m)
Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero	0.1310	2.8918
Calle Daniel Zamora y Calle Brasil	0.0988	2.8598

Calle San Bernardo y Av. Circunvalación	0.0651	2.0617
Calle Gamoneda y Av. Circunvalación	0.0413	1.3091
Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.	0.0698	2.0570
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz.	0.0273	0.7968
Calle Junín y Av. Víctor Paz	0.0528	1.3400
Calle Daniel Campos y Calle 15 de Abril	0.0490	1.4685

Se obtuvo la siguiente gráfica de los valores de área de aporte vs. Tirantes de agua en cada punto. En la gráfica podemos determinar que también el tirante está en función de la sección transversal de cada punto de estudio

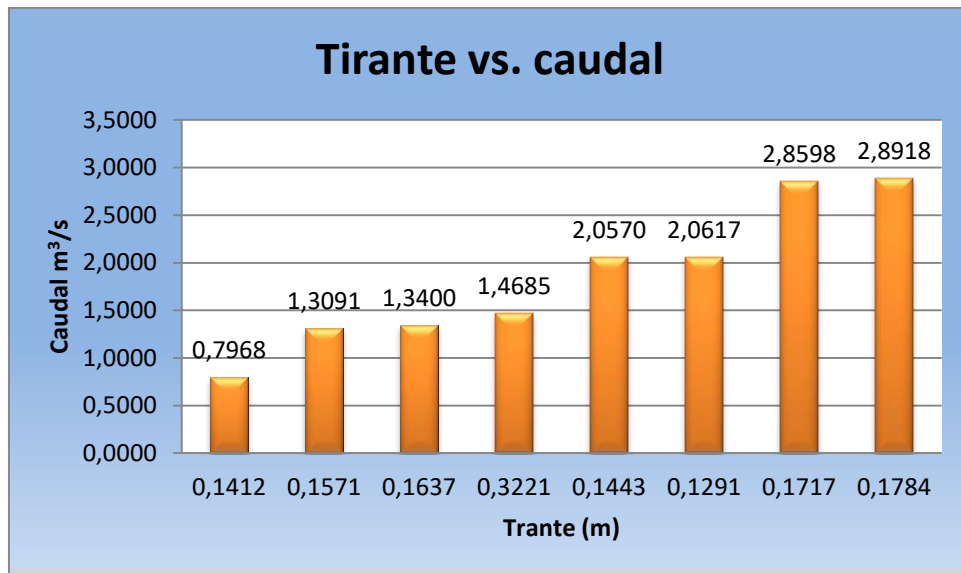


3.9.3. Relación caudal vs tirante

Los tirantes obtenidos para cada punto en estudio son los siguientes:

Punto en estudio	Caudal (m ³ /s)	Tirante de agua (m)
Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero	0.1310	2.8918
Calle Daniel Zamora y Calle Brasil	0.0988	2.8598
Calle San Bernardo y Av. Circunvalación	0.0651	2.0617
Calle Gamoneda y Av. Circunvalación	0.0413	1.3091
Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.	0.0698	2.0570
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz.	0.0273	0.7968
Calle Junín y Av. Víctor Paz	0.0528	1.3400
Calle Daniel Campos y Calle 15 de Abril	0.0490	1.4685

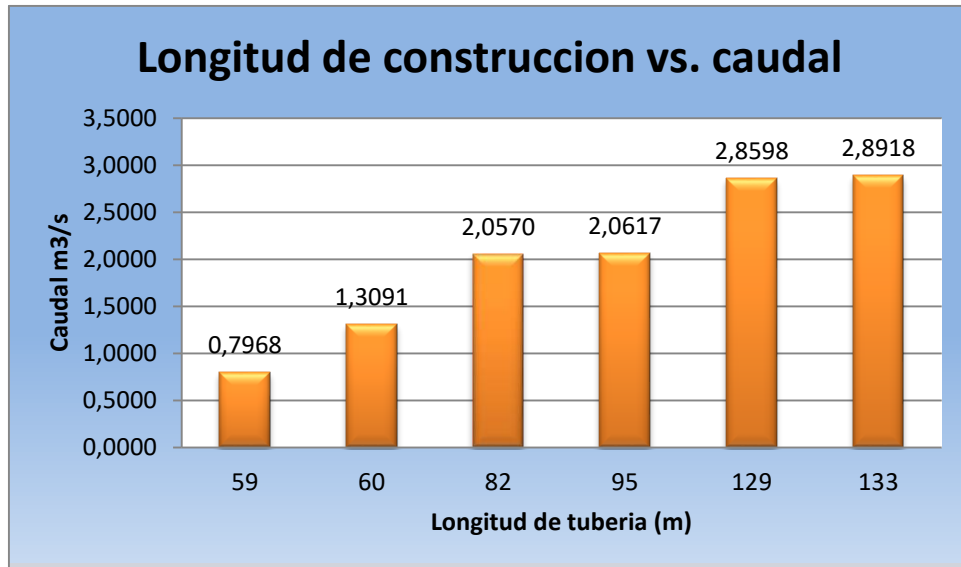
Se obtuvo la siguiente gráfica de los Tirantes de agua vs. Caudal en cada punto. En la gráfica podemos determinar que también el tirante está en función de la sección transversal de cada punto de estudio



3.9.4. Relación de Longitud de tubería vs. caudal

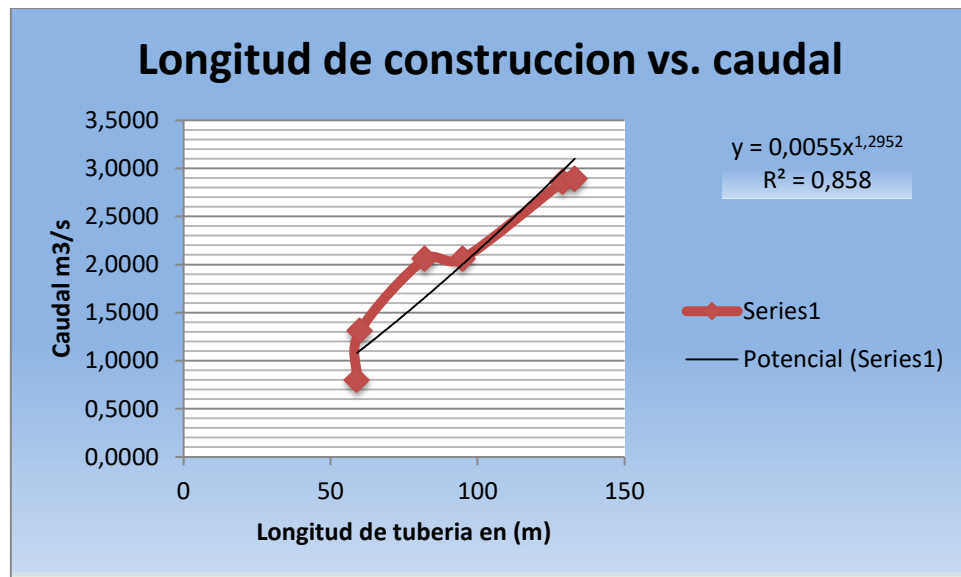
Se analizaron los valores de caudales los cuales se usaron como caudal de diseño de la estructura de drenaje

Punto en estudio	Longitud de aplicación (m)	Caudal de aporte m³/s
Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero	133	2.8918
Calle Daniel Zamora y Calle Brasil	129	2.8598
Calle San Bernardo y Av. Circunvalación	95	2.0617
Calle Gamoneda y Av. Circunvalación	60	1.3091
Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.	82	2.0570
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz.	59	0.7968
Calle Junín y Av. Víctor Paz	90	1.3400
Calle Daniel Campos y Calle 15 de Abril	146	1.4685



En la gráfica de caudal vs longitud de aplicación del pavimento poroso se llega a la conclusión de que la longitud de aplicación está en función al caudal a infiltrar.

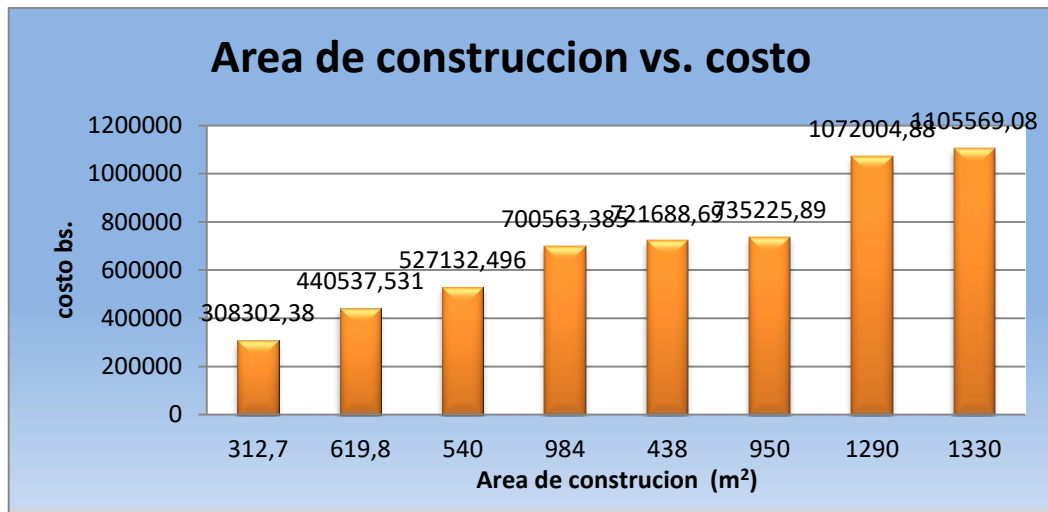
Con los valores para cada punto se determinó una ecuación que permite estimar el valor de la longitud de aplicación en función al caudal



3.9.5. Relación costo pavimento drenante vs Área de construcción

Los valores obtenidos para cada punto son los siguientes:

Punto en estudio	Área de aplicación (m ²)	Costo de construcción (Bs.)
Calle Juan Misael Saracho y Domingo Paz	312,7	308302,38
Calle Daniel Campos y Calle 15 de Abril	619,8	440537,531
Calle Junín y Av. Víctor Paz	540	527132,496
Calle Gamoneda y Av. Circunvalación	984	700563,385
Calle San Bernardo y Av. Circunvalación.	438	721688,69
Av. Dr. Jorge Majluf y Av. Circunvalación.	950	735225,89
Calle Daniel Zamora y Calle Brasil	1290	1072004,88
Calle Daniel Zamora y Calle Luis Campero	1330	1105569,08



Según la gráfica, se establece que, a mayor área de construcción, mayor es el costo del proyecto.

3.10. Diseño de zanjas de infiltración

3.10.1. Criterios de diseño

- La distancia mínima de cualquier punto de la zanja de filtración a viviendas, tuberías de agua, pozos de abastecimiento y cursos de agua superficiales (ríos, arroyos y otros) serán de 5, 15, 30, metros respectivamente.
- La distancia mínima entre zanja y cualquier árbol debe ser mayor a 3 metros.
- La longitud de la zanja de infiltración será de 20 metros o menos dependiendo del espacio y su ubicación
- Estos sistemas de tratamiento de la escorrentía están constituidos por una zanja excavada en el terreno y rellena de material granular que permite el almacenamiento y la infiltración de la escorrentía urbana en el suelo que rodea a la zanja (Figura 3). Una de las principales ventajas de las zanjas de infiltración es que, además de tratar la contaminación asociada a la escorrentía urbana, ayudan a preservar el balance hídrico, proporcionan un volumen de recarga a los de acuíferos y contribuyen a preservar los caudales base de pequeños

arroyos y cauces. Sin embargo, también debe prestarse atención a la posible contaminación del suelo.

Son tecnologías poco adecuadas para zonas con cargas de contaminación que contengan pesticidas, hidrocarburos o metales pesados.

3.10.2. Diseño estructural aplicado en suelos con alta permeabilidad

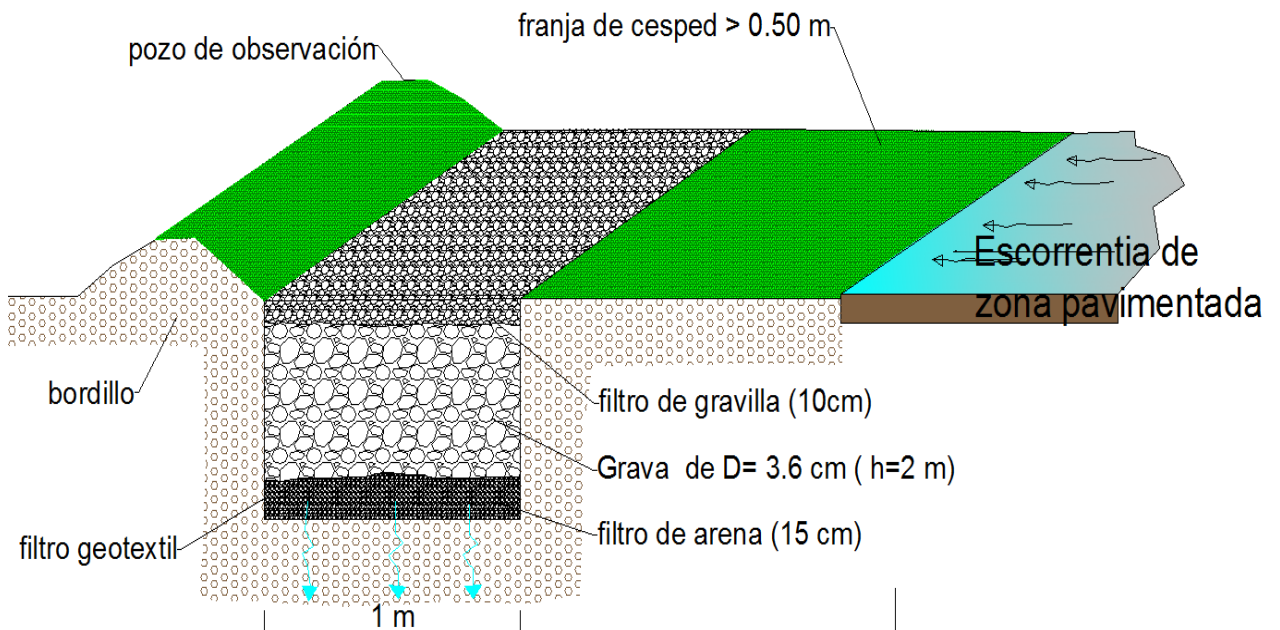
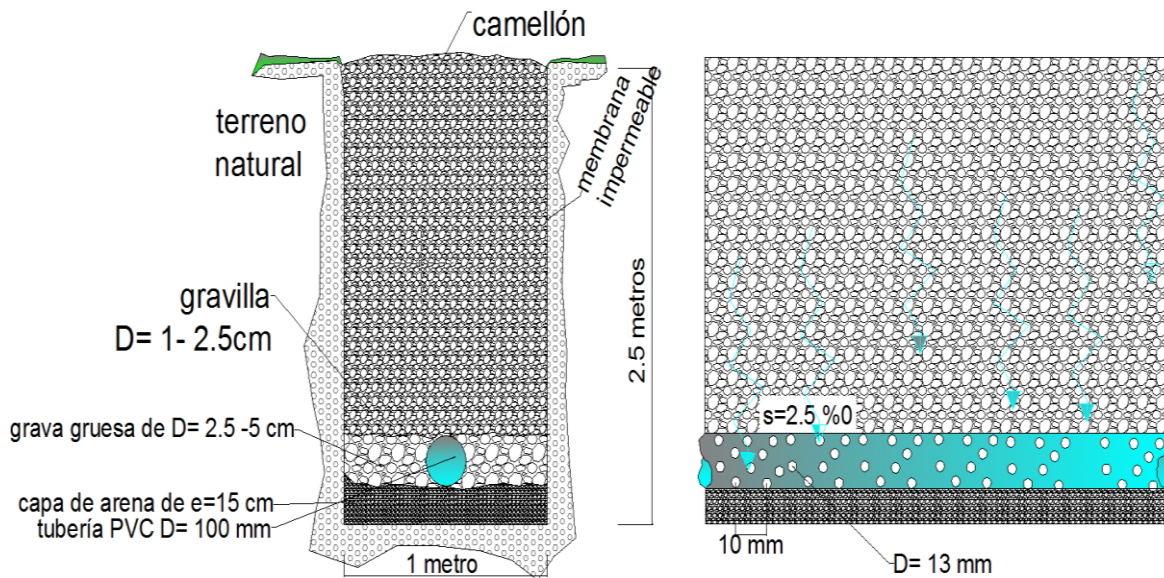


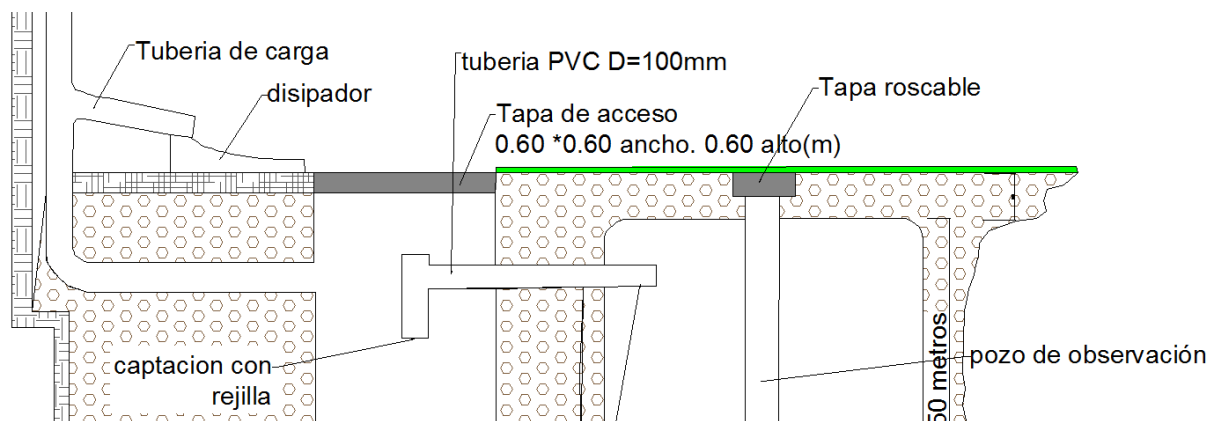
Figura 21. Diseño estructural Zanja de filtración

3.10.3. Diseño estructural zanja de filtración con sistema de tuberías para su evacuación del agua que no infiltra o suelos con baja permeabilidad



3.11. Diseño de Pozos de infiltración

Los pozos de infiltración son sistemas similares a las zanjas de infiltración, pero se emplean para la infiltración de la escorrentía de los tejados de las edificaciones. Los pozos de infiltración son sistemas especialmente adecuados para viviendas unifamiliares y pueden confeccionarse in situ, como el sistema presentado en la Figura 4, o comprarse prefabricados. Aunque los tejados no son una fuente importante de contaminación sí que lo son de volumen de escorrentía. Estos sistemas se aplican para reducir el volumen de escorrentía enviado hacia los sistemas de tratamiento situados aguas abajo de la cuenca y, de este modo, reducir su tamaño



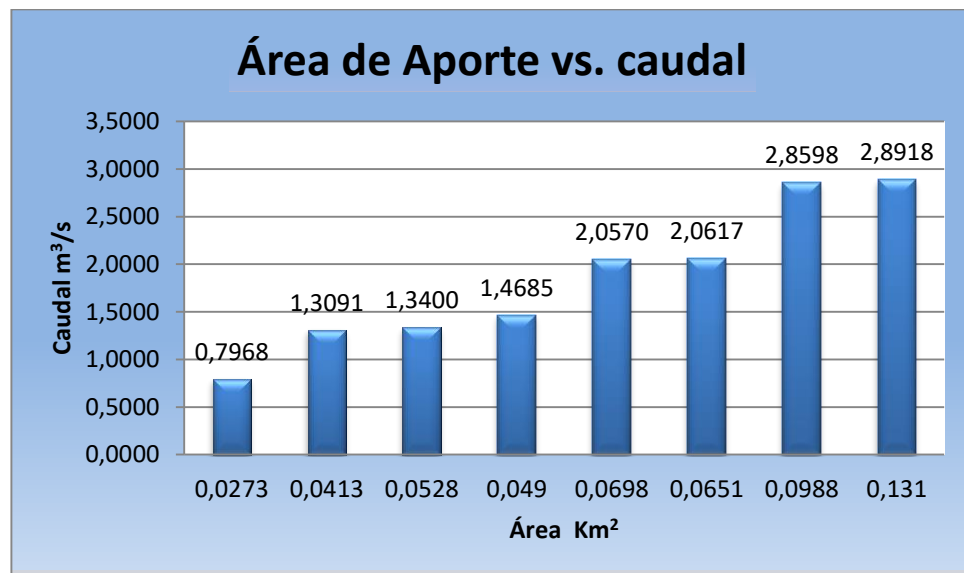
CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Realizada la consulta de diversas fuentes en materia de SUDS, fue posible conocer la gran variedad de técnicas no convencionales que han surgido como alternativa a las deficiencias de los sistemas convencionales para la recolección y transporte de aguas lluvias, así como los múltiples beneficios de la implantación adecuada de estos sistemas en diversos escenarios. Estas técnicas de gran aceptación y aplicación en muchos países surgieron en respuesta a los problemas asociados al crecimiento de las ciudades, a la impermeabilización del suelo, a la limitación de los sistemas existentes de drenaje.
- En el estudio de sus diferentes alternativas de los (SUDS) se pudo ver las características, ventajas, desventajas de los mismos y a su vez características del lugar para ser aplicadas.
- Como nuestro objetivo principal en este trabajo de investigación, el estudio de las diferentes alternativas sostenibles para el control de la escorrentía superficial se estudiara minuciosamente la alternativa de pavimento permeable y el diseño de zanjas de infiltración y también posos de infiltración.
- Con la alternativa planteada de pavimento permeable se pretende garantizar el libre tránsito de los vehículos y peatones en un evento de lluvia evacuando lo más rápido posible la escorrentía superficial.
- Se estudió las características y metodologías para el diseño de pavimento drenante.
- Se realizó el ensayo de infiltración en el pavimento drenante, obteniendo un resultado de 0,007327323 m/s
- La aplicación del pavimento permeable se colocó en toda la sección de la calzada, previamente antes se realizó los diferentes estudios y área de aplicación.
- Para la evacuación de agua que el pavimento infiltra se puso tuberías de captación debajo de la capa del pavimento poroso.

- En el análisis de las incidencias técnicas y económicas que tiene el diseño del pavimento permeable se pudo constatar que para su diseño y aplicación tiene un costo muy elevado en comparación con sistema de drenaje convencional.
- A pesar de su alta capacidad que tiene el pavimento para infiltrar el agua el problema se traslada a la base de la estructura, estas bases tienen valores muy bajos de infiltración lo que lleva a incorporar tuberías de evacuación en su diseño.
- En el funcionamiento adecuado del pavimento permeable tiene que existir mantenimientos periódicos a la estructura por ejemplo un aspirado y lavados con agua a presión.
- Se realizó la hidrología para cada punto de estudio. Determinando los siguientes valores:
- A mayor área de aporte, mayor es el caudal de escorrentía, de modo que los resultados obtenidos son los siguientes:



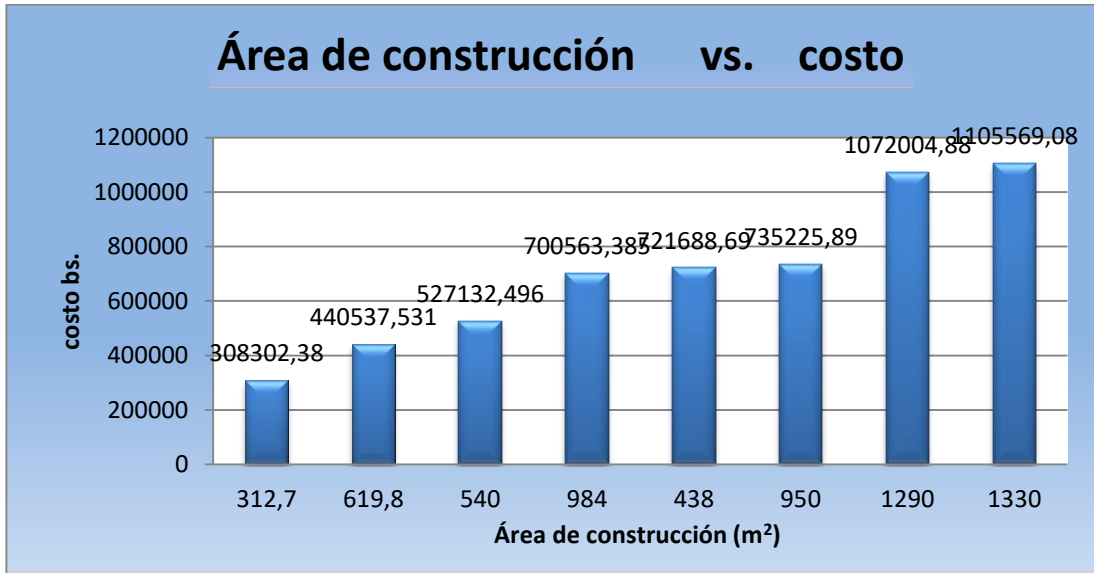
Por lo que se obtuvo la siguiente ecuación para determinar la captación de un sumidero:

$$Q = -178.73y^2 + 50.061y - 0.5247$$

Donde la captación Q está en m³/s y el tirante en cm.

A mayor área de aporte, mayor es el caudal de escorrentía.

- Se determinó que a mayor área de construcción mayor costo.



- Las zanjas filtrantes son alternativas netamente para la infiltración de la escorrentía, son fáciles de aplicar y diseñar.
- Para su aplicación y diseño de La zanjas filtrantes son mucho más barato en comparación de los pavimentos permeables
- Las zanjas filtrantes reducen considerablemente los caudales picos y tratan de imitar el ciclo hidrológico de una ciudad con grandes áreas impermeabilizadas.
- Los pozos de infiltración es una alternativa relativamente fácil de construir y no requiere grandes espacios para su diseño
- Los pozos der infiltración son excelentes reductores de los caudales picos. Esta alternativa no convencional tiene grandes beneficios en el momento de dar solución a los problemas ambientales puesto que imitan un ciclo hidrológico infiltrando el agua al sub suelo

4.2. Recomendaciones

- La adopción e implementación de alternativas y metodologías SUDS requiere realizar una revisión de la planificación para nuevas áreas de desarrollo, incluyendo criterios ambientales, sociales, técnicos, económicos, urbanísticos e institucionales, que deben ser analizados de manera integral e incluyente, labor en la que juega un papel determinante las instituciones de educación superior, las entidades de planeación y control urbano.
- Si bien es cierto que el tema de la regulación y normatividad en materia de metodologías basadas en SUDS en el país es incipiente y aún falta mucho camino por recorrer, es preciso resaltar que en ciudades como Bogotá, se empieza a incluir este tipo de criterios aplicables a áreas de futuro desarrollo marcando un referente importante en la materia, como en este caso el pavimento poroso que se tendrá que realizar más estudios y análisis.
- La norma ACI recomienda utilizar agregados de un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ para obtener mejores resultados.
- Utilizar pavimento drenante en estacionamientos vehiculares, calles de poco a mediano tráfico.
- Es recomendable utilizar estos pavimentos como un sistema de infiltración y no así como un sistema de evacuación de aguas.
- Cuando estos pavimentos se apliquen en estacionamientos y parques podemos garantizar que el agua captada e infiltrada será llevada al sub suelo para la recarga de acuíferos y la eliminación de contaminantes.
- Llevar a cabo la prueba experimental del tramo para verificar in situ y comparar los resultados obtenidos en laboratorio.
- Realizar un estudio de sistema de evacuación para los caudales infiltrados por el pavimento drenante.
- Realizar un estudio más detallado sobre la captación de la tubería filtrante puesta para evacuar el agua

- Efectuar estudios acerca del proceso de colmatación y la prevención de la misma.
- Estudiar cómo fallan los Pavimentos Rígidos de Concreto Drenante y proporcionar soluciones para las técnicas de mantenimiento, reparación y rehabilitación
- Conducir una investigación para la determinación de espesores, en función del suelo sobre el que se coloca la estructura del Pavimento Rígido de Concreto Drenante.
- Las Zanjas de filtración son buenas estructuras para infiltrar el agua al sub suelo, es recomendable usar en zonas donde la escorrentía superficial no arrastre exagerados sedimentos.
- Los pozos de filtración son estructuras q no ocupan grandes áreas puesto que reciben agua de los tejados y pueden ser aplicados en el jardín de las viviendas.