# DISEÑO HIDRÁULICO Y SANITARIO DE PLAZA DOÑA CEIBA UBICADA EN CICUCO BOLIVAR

## INFORME TÉCNICO

**CONTRATANTE**

**--**

**CONSULTOR**

**Fecha: Julio de 2026**

# GRUPO DE TRABAJO



**Erick Hernández Pastrana**
**Ing. Civil, Esp. Gerencia de Proyectos**

**Luis Ángel Martínez Lavalle**
**Delineante de Ingeniería y arquitectura**

## TABLA DE CONTENIDO


*1 GENERALIDADES 6*

*2 OBJETIVOS, ALCANCES Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 7*

**2.1 OBJETIVO 7**

**2.2 ALCANCES 7**

**2.3 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO 7**

*3 INFORMACIÓN DE REFERENCIA 9*

**3.1 INSUMOS PARA EL DISEÑO 9**

**3.2 NORMATIVIDAD DE REFERENCIA 9**

*4 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE 10*

**4.1 Estimación de consumos 10**

**4.2 Volumen de tanque de almacenamiento 10**

**4.3 Diseño de acometidas para llenado de tanque 11**

**4.4 Pérdidas en acometida desde conexión a red pública 11**

*5 DISEÑO HIDRÁULICO SISTEMA DE SUMINISTRO AGUA POTABLE 13*

**5.1 Cálculo de los caudales 13**

**5.2 Selección del medidor general 14**

**5.3 Bomba de suministro 14**

**5.4 Volumen de tanque hidroneumático. 16**

*6 DISEÑO SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES 16*

**6.1 Consideraciones de diseño 16**

**6.2 Desagüe de aguas negras 17**

**6.3 Diseño de la red de aguas residuales en primer piso 19**

6.3.1 Velocidad mínima y máxima 19

6.3.2 Fuerza tractiva 19

6.3.3 Profundidad de diseño 19

6.3.4 Registros de inspección 19

6.3.5 Dimensionamiento de redes de evacuación del primer piso 20

*7 DISEÑO SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS 21*

**7.1 Análisis hidrológico 21**

7.1.1 Morfometría de la cuenca 21

7.1.2 Coeficiente de escorrentía 22

7.1.3 Tiempo de concentración 23

7.1.4 Determinación del periodo de retorno 23

7.1.5 Análisis Espacial de las Precipitaciones en la zona de estudio 24

7.1.6 Estimación de la intensidad de la lluvia 26

**7.2 Análisis de Niveles en el Caño El Violo 28**

**7.3 Diseño hidráulico 30**
7.3.1 Parámetros de diseño 30
7.3.2 Diseño de sección hidráulica 32
***8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 33***

# LISTA DE TABLAS

*Tabla 2-1. Consumos para fines públicos.* ..... *10*
*Tabla 2-2. Consumos para el proyecto.* ..... *10*
*Tabla 2-4. Dimensionamiento de tanque requerido.* ..... *11*
*Tabla 2-5. Red de suministro hacia los tanques de almacenamiento desde red pública.* ..... *11*
*Tabla 2-6. Pérdidas por fricción en acometida hasta tanque de almacenamiento.* ..... *11*
*Tabla 2-7. Pérdida en el medidor.* ..... *12*
*Tabla 3-1. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la tubería de salida para el suministro al aparato.* ..... *13*
*Tabla 3-2. Valores de carga asignados a los aparatos del proyecto.* ..... *13*
*Tabla 3-3. Caudal para medidor general.* ..... *14*
*Tabla 3-4. Especificaciones de medidor.* ..... *14*
*Tabla 3-5. Ruta crítica hasta aparato más desfavorable.* ..... *15*
*Tabla 3-6. Equipo de bombeo desde tanques hasta aparato más desfavorable.* ..... *15*
*Tabla 3-7. Características del tanque hidroneumático para abastecimiento de la red hidráulica.* ..... *16*
*Tabla 4-1. Unidades de desagüe de aparatos Individuales y en grupo* ..... *18*
*Tabla 4-2. Dimensionamiento de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta la red municipal* ..... *20*
*Tabla 4-3. Relaciones hidráulicas y chequeo de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta la red municipal.* ..... *20*
*Tabla 5-6. Resumen de periodos de registros de las variables climatologías analizadas.* ..... *25*
*Tabla 5-7. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación LIMON EL [25021300].* ..... *25*
*Tabla 5-8. Valores de Kn para la prueba de datos dudosos.* ..... *26*
*Tabla 5-9. Coeficientes de regresión - Curvas IDF regionalizadas.* ..... *27*
*Tabla 5-10. Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno con base en precipitaciones máximas en 24 horas.* ..... *27*

# LISTA DE FIGURAS

*Figura 1. Localización área de estudio. ..... 7*
*Figura 4-1. Detalle de registros de inspección de paso..... 20*
*Figura 5. Cuencas o áreas aferentes en zona de estudio. ..... 22*
*Figura 3. Coeficientes de rugosidad de Manning (Chow, 1994). ..... 31*

# 1 GENERALIDADES

Para todo proyecto urbanístico destinado a cualquier tipo de uso se debe garantizar el abastecimiento de agua potable para el consumo o el desarrollo de las actividades diarias propias de los ocupantes de dichos espacios y del mantenimiento de las zonas que lo requieran.
El proyecto diseñado para la Plaza Doña Ceiba se encuentra integrado por una tarima principal, un area de kioscos y zonas verdes. A continuación, se presenta una descripción de las instalaciones:

- Una bateria de baños ubicada en la parte posterior de la tarima: Esta área cuenta con cuatro (4) sanitarios fluxómetros y seis (6) lavamanos.
- Cuatro kioscos con Un baño mixto: Esta área cuenta con un (1) inodoro fluxómetro y un (1) lavamanos.

Para el diseño del sistema de abastecimiento y almacenamiento de agua potable para todas las zonas y aparatos sanitarios del proyecto se tendrá en cuenta el consumo diario aproximado en las instalaciones del mismo, de acuerdo al tipo de ocupación y características, para ello se tomará como referencia las dotaciones estipuladas en el título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS.
Las redes hidráulicas se diseñaran de acuerdo con las recomendaciones técnicas contenidas en la norma NTC 1500 (Sexta actualización) - Código colombiano de instalaciones hidráulicas y sanitarias, la cual se basa en la metodología propuesta por Roy Hunter en la publicación “Methods of estimating loads in plumbling system”, dicha metodología se fundamenta en la probabilidad de que uno o más aparatos sanitarios funcionen de manera simultánea, permitiendo así determinar los caudales de diseño mediante las unidades de consumo que son designadas para cada aparato sanitario (Caballero Rojas, Aldana Arévalo, & Zamudio Huertas, 2017).

El presente documento contiene el diseño del sistema de distribución de agua potable y de evacuación de aguas residuales de las zonas de la plaza a intervenir acorde con los requerimientos normativos vigentes y las necesidades del proyecto. El objetivo general es producir la ingeniería necesaria para que se pueda gestionar el buen funcionamiento de cada uno de los componentes requeridos por los sistemas.

# 2 OBJETIVOS, ALCANCES Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

## *2.1 OBJETIVO*

Establecer los criterios de diseño y diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable y evacuación de aguas residuales de la zona de baños y zona comercial de la plaza.

## *2.2 ALCANCES*

Dentro de los alcances de los diseños se encuentran:

**Diseño de la red hidráulica considerando unidades de aparatos de fluxómetro**

- Diseño del sistema de suministro de agua potable del proyecto (acometida, cálculo de medidor general, volumen de tanque de almacenamiento de agua, etc.).
- Diseño de las instalaciones hidráulicas internas del proyecto.
- Cálculo de sistema reforzador de presión: tanque hidroneumático y equipo de bombeo.

**Diseño del sistema de evacuación de aguas residuales**

- Cálculo de bajantes de aguas residuales, cálculo de tuberías de ventilación, red de agua residual de primer piso, etc.

El resultado de los estudios y diseños se presentarán en los siguientes productos:

- Informe de diseño, el cual contiene la metodología y los criterios adoptados en el diseño de las redes hidráulicas y sanitarias.
- Planos de diseño de las redes hidráulicas y sanitarias.

## *2.3 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO*

La plaza Doña Ceiba se encuentra localizada en el municipio de Cicuco-Bolivar, Cra 12 entre calles 10 y 11. Las coordenadas de referencia asociadas a la zona en estudio son las siguientes: latitud: 9°16'41.65"N - longitud: 74°38'50.03"O.

Figura 1. Localización área de estudio.




Fuente. Google Earth, 2024. Modificado por autores.

# 3 INFORMACIÓN DE REFERENCIA

Para el desarrollo del presente proyecto se cuenta con la información suministrada por el contratante y la normativa vigente.

## *3.1 INSUMOS PARA EL DISEÑO*

- Planos urbanísticos del proyecto, suministrados por el contratante.
- Planos topograficos, suministrados por el contratante.

## *3.2 NORMATIVIDAD DE REFERENCIA*

Para los diseños del componente de acueducto tiene en cuenta la siguiente normativa vigente en territorio colombiano:

- **Resolución 1096 de 2000**. Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, versión vigente y sus posteriores actualizaciones (Ministerio de desarrollo económico, 2000). Se toma como referencia Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO B. Sistemas de acueducto, segunda edición del año 2010 y TÍTULO D. Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y aguas lluvias, segunda edición del año 2012.

- **Resolución 0330 de 2017.** Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009. reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de planeación, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado y aseo (Ministerio de vivienda, ciudad y territorio, 2017).

- **NTC 1500. Código colombiano de instalaciones hidráulicas y sanitarias. Sexta Actualización.** Establece los requisitos mínimos para garantizar el correcto funcionamiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable, proporciona las directrices y los requisitos mínimos que deben cumplir las instalaciones hidráulicas, los sistemas de desagüe de aguas residuales y lluvias, los sistemas de ventilación y aparatos y quipos necesarios para el funcionamiento y uso de dichos sistemas. Esta norma técnica es aplicable en la construcción, instalación, modificación, reparación, reubicación, reemplazo, adición, uso o mantenimiento de las instalaciones hidráulicas y sanitarias dentro de las edificaciones (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2023).

# 4 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Para el diseño del sistema de almacenamiento y abastecimiento de agua potable para todas las zonas y aparatos sanitarios del proyecto se tuvo en cuenta el consumo diario aproximado en las instalaciones del mismo, de acuerdo al tipo de ocupación y características de las mismas.

## *4.1 Estimación de consumos*

Teniendo en cuenta que el proyecto es un escenario deportivo destinado para la recreación social se estimó el consumo con base en las recomendaciones de dotación establecidas en la Tabla B.2.7 del Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (Tabla 4-1) tal como se muestra a continuación (Tabla 4-2)

**Tabla 4-1. Consumos para fines públicos.**

| Tipo de instalación | Consumo de agua |
|---|---|
| Entretenimiento (teatros públicos) | 6 L/asiento/día |
| Deportes al aire libre, con baño y vestidores | 150 L/asistente/día |
| Recreación social (deportivos municipales) | 25 L/asistente/día |

Fuente. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, 2010.

**Tabla 4-2. Consumos para el proyecto.**

| Descripción | Dotación | Número de asistentes | Consumo |
|---|---|---|---|
| | [L/asistente/día] | [Unidad] | [$m^3$/día] |
| Asistentes | 25 | 30 | 1 |
| **Descripción** | **Dotación** | **Área** | **Consumo** |
| | [L/$m^2$/día] | [$m^2$] | [$m^3$/día] |
| Zonas verdes | 2 | 2000,00 | 4,00 |
| Area de comercios | 6 | 80,00 | 0,48 |
| | | | |
| **CONSUMO TOTAL** | | [$m^3$/día] | **5** |
| **CONSUMO TOTAL** | | [$m^3$/mes] | **147,25** |

De acuerdo a los resultados obtenidos de la tabla anterior, se tiene que para el proyecto el consumo estimado de agua potale es de 5 $m^3$/día.

## *4.2 Volumen de tanque de almacenamiento*

El almacenamiento de agua potable se recomienda para mínimo un día de consumo para garantizar el suministro constante al proyecto las veces que por algún motivo ajeno al proyecto haya racionamiento del servicio o mantenimiento del mismo.

El suministro de agua para el proyecto será realizado a través de las instalaciones hidráulicas que serán conectadas al tanque de almacenamiento que serán abastecido de la red pública de agua potable. A continuación, se muestra el almacenamiento total del proyecto.

**Tabla 4-3. Dimensionamiento de tanque requerido.**

| Descripción | Tanque bajo | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Largo | Ancho | Borde libre | Altura total | Volumen |
| | [m] | [m] | [m] | [m] | [$m^3$] |
| Doña Ceiba | 2,20 | 2,20 | 0,30 | 1,3 | 5 |

## *4.3 Diseño de acometidas para llenado de tanque*

Para garantizar la cantidad de agua requerida para los consumos estimados en el presente proyecto, es necesario contar con una red que suministre un caudal considerable a los tanques plásticos de almacenamiento. De acuerdo a lo anterior, a continuación, se muestra el diseño de la tubería de suministro a los tanques desde la red pública de agua potable.

**Tabla 4-4. Red de suministro hacia los tanques de almacenamiento desde red pública.**

| Volumen | Tiempo llenado | Caudal | | | Velocidad | Área | Diámetro | | | Diámetro comercial recomendado | Velocidad real |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [$m^3$] | [hora] | [lps] | [$m^3$/h] | [$m^3$/s] | [m/s] | [$m^2$] | [m] | [in] | [mm] | [mm] | [m/s] |
| 5 | 8 | 0,16 | 0,59 | 0,00016 | 1,5 | 0,0001100 | 0,012 | 0,47 | 11,83 | 50,0 | 0,10 |

Se recomienda una tubería de 1 pulgadas para la acometida principal del proyecto hasta el tanque de almacenamiento.

## *4.4 Pérdidas en acometida desde conexión a red pública*

Para obtener la pérdida total hidráulica desde la conexión a la red pública hasta el tanque de almacenamiento se tuvieron en cuenta las pérdidas por longitud y accesorio, pérdidas en medidor y diferencia en la cabeza estática, como se muestra a continuación.

- Las pérdidas de presión por fricción se calcularon a partir de la fórmula de Flamant, recomendada para diámetros inferiores a 2'', usando un coeficiente de fricción de C = 0.0001 para tuberías en PVC. En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados, aquí son tenidos en cuenta las perdidas por longitud, accesorios y velocidad en todo el tramo.

**Tabla 4-5. Pérdidas por fricción en acometida hasta tanque de almacenamiento.**

| Caudal | Diámetro | Velocidad | hv | Ec. Usada | C | j (pérd. Unit) | Longitud | | Longitud | Longitud | J (pérdida) | Presión |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| lps | pul | m/s | mca | | fricción | m/m | Horiz. | Vert. | Acc. | Total | mca | mca |
| 0,16 | 1 | 0,23 | 0,00 | Flamant | 0,0001 | 0,0024 | 10,00 | 0,80 | 6,43 | 17,23 | 0,04 | 0,84 |

Pérdida totales = J + hv = 0,84 mca.

– Las pérdidas en el medidor dependen del tipo de medidor escogido, según las especificaciones del mismo y le caudal que pasa por la acometida del servicio de agua potable hasta el tanque de almacenamiento. La pérdida genera en el medidor se calculó de acuerdo a la siguiente expresión: $10*(Qd/Qn)^2$.

**Tabla 4-6. Pérdida en el medidor.**

| Tipo de medidor | Caudal de distribución | | | Diámetro de Medidor | Caudal Nominal | Pérdida de carga por caudal nominal |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | [lps] | [$m^3/h$] | [l/h] | [in] | [$m^3/h$] | [m] |
| volumen | 0,16 | 0,59 | 593,75 | 3/4 | 2 1/2 | 0,564 |

**Nota. En el siguiente capítulo se muestra más detalladamente el cálculo de los medidores empleados.**

Diferencia de cabeza estática o diferencia de cota es de 1 metros, desde la conexión a la red pública hasta la ubicación del llenado del tanque.

– De lo anterior, la perdida hidráulica total desde la conexión a la red de Aguas de Cartagena hasta el tanque de almacenamiento es la siguiente:

  Pérdidas totales = pérdidas por fricción + pérdida por medidor + cabeza estática.
  Pérdidas totales = 0.84m + 0.56m + 1.0m = 2. 40 mca.

De lo anterior se puede concluir que se requiere una presión de mínimo 2.40 mca en la tubería pública que alimentará la acometida en el punto de conexión con esta, valor que es inferior a la presión de 15 mca que por norma debe garantizar el prestador del servivio.

# 5 DISEÑO HIDRÁULICO SISTEMA DE SUMINISTRO AGUA POTABLE

## *5.1 Cálculo de los caudales*

Para el cálculo de los caudales se utilizó la metodología descrita en la NTC 1500 Tercera Actualización (tablas B.1.3.3(2) y B.1.3.3(3)), la cual relaciona cada aparato a un caudal determinado.

**Tabla 5-1. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la tubería de salida para el suministro al aparato.**

| Tipo de aparato sanitario | Caudal [a] L/min (gpm) | Presión de flujo kPa (psi) |
|---|---|---|
| Bañera. Válvula mezcladora balance de presión, termostáticas o de combinación balance de presión/termostática | 15 (4) | 138 (20) |
| Bidé, válvula de mezclado termostática | 8 (2) | 138 (20) |
| Accesorio de combinación | 15 (4) | 55 (8) |
| Lavavajillas doméstico | 10 (2.75) | 55 (8) |
| Bebedero | 3 (0.75) | 55 (8) |
| Lavadero | 15 (4) | 55 (8) |
| Lavamanos | 8 (2) | 55 (8) |
| Ducha | 11 (3) | 55 (8) |
| Ducha, con válvula de mezclado de presión balanceada, termostática, o combinada de presión balanceada/termostática | 11 (3) | 138 (20) |
| Grifería de manguera | 19 (5) | 55 (8) |
| Poceta residencial | 9 (2.5) | 55 (8) |
| Poceta de servicio | 11 (3) | 55 (8) |
| Orinal de válvula | 45 (12) | 172 (25) |
| Inodoro de desboque o arrastre con válvula fluxómetro | 95 (25) | 310 (25) |
| Inodoro, tanque fluxómetro | 6 (1.6) | 138 (20) |
| Inodoro, sifónico, válvula de fluxómetro | 95 (25) | 241 (35) |
| Inodoro, tanque cierre acoplado | 11 (3) | 138 (20) |
| Inodoro, tanque una pieza | 23 (6) | 138 (20) |
| Factores de conversión: 1kPa=0.14 psi<br>1 L/min=0.26 galón por minuto<br>[a] Para requisitos adicionales de caudales y presión, véase el numeral 7.4.4. | | |

**Fuente. (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2017).**

Para el cálculo de los caudales se utilizará el método de Hunter modificado, el cual relaciona el mismo con el gasto máximo demandado por los equipos sanitarios, las unidades de consumo vienen dadas según la ocupación (público o privada) y según el tipo de control del suministro (con fluxómetro o grifo) y se encuentran establecidas según la Tabla B.1.3.3 (2) de la NTC 1500 (Tercera actualización).

**Tabla 5-2. Valores de carga asignados a los aparatos del proyecto.**

| Aparato | Uso | Tipo de control de suministro | Valores de carga, en unidades de aparato de suministro de agua (w.s.f.u) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Fría | Caliente | Total |
| Lavaplatos | Hotel/restaurante | Grifo | 3.00 | 3.00 | 4.00 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Lavamanos | Público | Grifo | 1.50 | 1.50 | 2.00 |
| Poceta de servicio | Oficinas, etc. | Grifo | 2.25 | 2.25 | 3.00 |
| Regadera | Público | Válvula mezcladora | 3.00 | 3.00 | 4.00 |
| Orinal | Público | Tanque de descarga | 3.00 | - | 3.00 |
| Inodoro | Público | Válvula de fluxómetro | 10.00 | - | 10.00 |
| Inodoro | Público o privado | Válvula de fluxómetro | 2.00 | - | 2.00 |

**Fuente. (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2017).**

## *5.2 Selección del medidor general*

A continuación, se muestra el cálculo del caudal que pasa por el medidor general del proyecto, y de acuerdo a esto se selecciona el medidor del diámetro adecuado.

**Tabla 5-3. Caudal para medidor general.**

| Tipo de medidor | Caudal de distribución | | | Diámetro de Medidor | Caudal Nominal | Pérdida de carga por caudal nominal |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | [lps] | [$m^3$/h] | [l/h] | [in] | [$m^3$/h] | [m] |
| volumen | 0,16 | 0,59 | 593,75 | 3/4 | 2 1/2 | 0,564 |

Se propone la instalación de un medidor de 3/4", para esto se chequea el caudal de diseño en la acometida del proyecto con el nominal (Qn), caudal máximo (Qmax) y caudal mínimo (Qmin), los cuales deberán estar dentro de los rangos del medidor mecánico de 1/2" según el fabricante.

**Tabla 5-4. Especificaciones de medidor.**

| CALIBRE | | NOMINAL CAUDAL Qn | CAUDAL MÁXIMO Qmáx | CAUDAL TRANSICIÓN Qt (Clase B/C) | | CAUDAL TRANSICIÓN Qmin (Clase B/C) | | DE TRABAJO PRESIÓN | LECTURA MÍNIMA | LECTURA MÁXIMA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | pulg | l/h | l/h | l/h | | l/h | | bar | | $m^3$ |
| 15 | 1/2" | 1500 | 3000 | 120 | 22,5 | 30 | 15 | 16 | 0,05 | 99999 |
| 20 | 3/4" | 2500 | 5000 | 200 | 37,5 | 50 | 25 | 16 | 0,05 | 99999 |
| 25 | 1" | 3500 | 7000 | 280 | 52,5 | 70 | 35 | 16 | 0,05 | 99999 |
| 32 | 1 1/4" | 6000 | 12000 | 480 | 90 | 120 | 60 | 16 | 0,05 | 99999 |
| 40 | 1 1/2" | 10000 | 20000 | 800 | 150 | 200 | 100 | 16 | 0,05 | 999999 |
| 50 | 2" | 15000 | 30000 | 3000 | 225 | 450 | 90 | 16 | 0,05 | 999999 |

## *5.3 Bomba de suministro*

El suministro de agua a los aparatos sanitarios se hará desde el tanque de almacenamiento con equipo de bombeo y sistema hidroneumático para garantizar las presiones mínimas requeridas en los aparatos.

La potencia del equipo de bombeo está dada por la expresión:

$$P = 1.15 * \frac{Q\gamma Hd}{76\eta}$$

Donde:

$\gamma$: Densidad del agua= 1.0 gr / cc
$\eta$: Eficiencia= 0.65

Para determinar la cabeza dinámica total del equipo de bombeo requerido y los caudales de suministro se realizó el cálculo de la ruta crítica hasta el aparato más desfavorable (sanitario con una presión recomendada según NTC 1500 de 20psi.). En la Tabla 5-5 se muestra un resumen de la tabla de pérdidas y en los anexos se muestra la tabla completa.

**Tabla 5-5. Ruta crítica hasta aparato más desfavorable.**

| Tramo | | Unidades | | Caudal | | Ø nominal | Velocidad | hv | j | $L_H$ | $L_V$ | $L_{accesorios}$ | $L_{total}$ | J (pérdida) | Presión |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Tramo | Acum. | [lps] | [$m^3/s$] | [in] | [m/s] | [m.c.a] | [m/m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m.c.a] | [m.c.a] |
| 1 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sanitario | 1 | 10,70 | 10,70 | 1,72 | 0,002 | 1 1/4 | 1,51 | 0,12 | 0,0490 | 42,00 | 2,00 | 1,85 | 45,85 | 2,25 | 28,86 |
| 1 | 2 | 10,70 | 21,40 | 2,28 | 0,002 | 1 1/4 | 2,00 | 0,20 | 0,0796 | 50,00 | | 4,92 | 54,92 | 4,37 | 33,44 |
| 2 | 3 | 10,70 | 32,10 | 2,66 | 0,003 | 1 1/2 | 1,78 | 0,16 | 0,0548 | 18,00 | | 2,19 | 20,19 | 1,11 | 34,71 |
| 3 | 4 | 10,70 | 42,80 | 2,98 | 0,003 | 1 1/2 | 1,99 | 0,20 | 0,0666 | 15,00 | | 2,50 | 17,50 | 1,17 | 36,08 |
| 4 | 5 | 27,20 | 70,00 | 3,64 | 0,004 | 2 | 1,56 | 0,12 | 0,0426 | 20,00 | | 2,87 | 22,87 | 0,97 | 37,17 |

Para el sistema de bombeo requerido se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

Caudal = caudal determinado de acuerdo a ruta crítica para el suministro a los aparatos mas alejados =3.64lps.
Cabeza dinámica: 375 mca.

Pad = Presión requerida en aparato más alejado (Sanitario tanque) = 20 psi.
(Se tomó este valor por sugerencia de la NTC 1500)

El cálculo de las pérdidas completo se muestra en los anexos. En la Tabla 5-6 se muestran los cálculos realizados para la bomba empleada.

**Tabla 5-6. Equipo de bombeo desde tanques hasta aparato más desfavorable.**

| Caudal | CDT (cálculada) | CDT (recomendada) | Eficiencia | Potencia |
|---|---|---|---|---|
| lps | m | m | % | Hp |
| 3,64 | 37,2 | 40,00 | 70% | 3,0 |

Los valores anteriormente mostrados para la potencia del equipo de bombeo corresponden a un cálculo teórico empleando las características mínimas de caudal y cabeza dinámica que se deben cumplir. No obstante, lo anterior, se recomienda escoger el tipo de bomba según las características y curvas de rendimiento propias de cada proveedor, garantizando los valores mínimos recomendados para la cabeza dinámica total y el caudal.

La cabeza dinámica recomendada obedece al cálculo del hidroneumático en la siguiente sección, correspondiente a la presión máxima del rango de operación del hidroneumático, que para este caso es de 20-40 psi.

### *5.4 Volumen de tanque hidroneumático.*

Con el fin de optimizar el volumen del tanque hidroneumático, se siguió la metodología propuesta Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "*Diseños hidráulicos, sanitarios y de gas en edificaciones"*. De acuerdo con esta metodología el volumen del hidroneumático se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{15 Q_b P_1}{K N_c (P_1 - P_2)}$$

Siendo $Q_b$ el caudal de la bomba en litros/minutos, $P_1$ la presión máxima absoluta en el tanque en atmósferas, $P_2$ es la presión mínima absoluta en el tanque en atmósferas, $K$ es la fracción que representa el volumen útil del volumen total y que oscila entre el 70 y 90 % y $N_c$ el número de arranques de la bomba en una hora. Al realizar un análisis de pérdidas hasta el aparato más desfavorable y la diferencia de nivel entre el equipo de bombeo y el aparato más desfavorable se obtuvo la presión mínima exigible para la operación del tanque y con base en esta la presión máxima tal como se muestra en la siguiente tabla. De acuerdo con las recomendaciones de Rodríguez (2005) para la potencia de 5 HP se asume un tiempo de arranque de la bomba de 2.0 minutos.

**Tabla 5-7. Características del tanque hidroneumático para abastecimiento de la red hidráulica.**

| Qb | Pmín | | Pmáx | | K | Tc | Nc | Volumen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| lps | psi | atm | psi | atm | | min | | Lts |
| CÁLCULOS REALES | | | | | | | | |
| 3,64 | 20,0 | 1,4 | 40,0 | 2,7 | 0,8 | 1,8 | 33,3 | 245,9 |

Con base en los resultados anteriores se sugiere utilizar uno o varios tanques hidroneumáticos con un volumen de mínimo 250 litros y graduarse para un rango de presión: 20-40 psi.

Adicional a lo anterior, también es posible remplazar toda la configuración anterior por un sistema con variador de velocidad, que optimice los consumos del proyecto, tanto de agua como de energía eléctrica.

## 6 DISEÑO SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El sistema de evacuación de aguas residuales se realizará mediante un sistema de alcantarillado convencional, por medio de registros sanitarios en el interior de las instalaciones proyecto. Las aguas servidas se transportarán hacia un registro o manhol existente del alcantarillado municipal.

### *6.1 Consideraciones de diseño*

Para el diseño de las redes de aguas residuales se tendrá en cuenta los siguientes criterios:

- Para el diseño de las redes sanitarias se tendrán en cuenta las unidades de desagüe para cada tipo de aparato sanitario de acuerdo con la Tabla 8.9.1. de la NTC 1500 (Tercera actualización).

- Para el dimensionamiento de los desagües de cada aparato se acogerán las recomendaciones de la dimensión mínima de la Tabla 8.9.1. de la NTC 1500 y las características de los aparatos sanitarios que se instalaran en el proyecto.

- Los accesorios a instalar deben garantizar la continuidad del flujo, los cambios de dirección deben realizarse con accesorios instalados conforme a la Tabla 8.6.3. de la NTC 1500.

- Para el cálculo del diámetro de la tubería de desagüe y alcantarillado que conforman la red de evacuación de aguas residuales en el proyecto se tendrá en cuenta el número máximo de unidades de desagüe de aparatos conectados establecidos en la Tabla 8.10.1. (1) de la NTC 1500. Para el cálculo del diámetro de la tubería que conforman los ramales horizontales y las bajantes verticales se tendrán en cuenta el número máximo de unidades de desagüe de aparatos conectados establecidos en la Tabla 8.10.1. (2) de la NTC 1500.

- La pendiente de la tubería sanitaria horizontal que permite la conducción de las aguas residuales entre registros de inspección debe contar con una capacidad de evacuar el caudal de diseño, con una velocidad entre 0.60 m/s y 5 m/s o mínimo una fuerza tractiva de 0.15 $kg/m^2$.

- Se instalarán puntos de inspección en la base de las bajantes sanitarias y en los cambios de dirección mayores a 45 grados.

- Se instalarán trampas de grasas en el desagüe de los aparatos o equipos con residuos cargados con grasa ubicados en las áreas de preparación de alimentos de las cocinas.

El sistema de evacuación de aguas residuales se realizará mediante un sistema de alcantarillado convencional, por medio de registros sanitarios en el interior de las instalaciones proyecto.

Para efecto de diseño se acogen las **Normas, Especificaciones y Recomendaciones suministradas por el RAS 2000** y el **Código Colombiano de Fontanería (NTC 1500)**. Las redes fueron diseñadas teniendo en cuenta las siguientes variables: caudal, velocidad, pendiente, diámetro, radio hidráulico, coeficiente de rugosidad y fuerza tractiva; atendiendo a los requerimientos mínimos exigidos en las normas para cada uno de ellos.

### *6.2 Desagüe de aguas negras*

Los caudales de aguas negras aportados por cada aparato sanitario se determinan por el Método de **unidades sanitarias de descarga**, siendo esta la base para el diseño de las redes internas de la edificación.

Para calcular el caudal que debe ser transportado por un tramo de la red sanitaria o un ramal de desagüe se determina el número de aparatos sanitarios que son descargados en dicho tramo, se suma las unidades de descarga y se estima el caudal que se va a transportar. Para el caudal en una bajante se suman los flujos en los ramales que se conectan a estas, teniendo en cuenta la

interferencia de los ramales con el anillo de agua que va descendiendo. La norma NTC 1500 en su Tabla 8.9.1 indica cuales con los valores unitarios de desagüe (ver Tabla 6-1) para cada uno de los aparatos sanitarios designando de esta manera la carga relativa que debe ser utilizada en la estimación de los caudales totales.

**Tabla 6-1. Unidades de desagüe de aparatos Individuales y en grupo.**

| Tipo de aparato sanitario | Valor unitario de desagüe de aparato como factor de carga | Dimensión mínima del sifón (pulgadas) |
|---|---|---|
| Máquina automática de lavar ropa, comercial [a, g] | 3 | (2) |
| Máquina automática de lavar ropa, residencial [g] | 2 | (2) |
| Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 6.06 lpf (1.6 gpd inodoro) [f] | 5 | - |
| Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 6.06 lpf (1.6 gpd inodoro) [f] | 6 | - |
| Bañera [b] (con o sin regadera o accesorios de hidromasaje) | 2 | (1 ½) |
| Bidé | 1 | (1 ¼) |
| Combinación de poceta y bandeja | 2 | (1 ½) |
| Lavamanos dental | 1 | (1 ¼) |
| Unidad o escupidera dentales | 1 | (1 ¼) |
| Lavadora para platos, domésticas | 2 | (1 ½) |
| Bebedero | 1/2 | (1 ¼) |
| Desagüe de emergencia para pisos | 0 | (2) |
| Desagües de piso | 2[h] | (2) |
| Poceta de piso | h | (2) |
| Lavaplatos, doméstico | 2 | (1 ½) |
| Lavaplatos con triturador de vertimientos y/o lavavajillas | 2 | (1 ½) |
| Bandeja para lavar ropa (1 ó 2 compartimientos) | 2 | (1 ½) |
| Lavamanos | 1 | (1 ¼) |
| Ducha (basado en el gasto total nominal a través de regaderas y duchas de mano) Gasto nominal: | | |
| 0.36 L/s (5.7 gpm) o menos | 2 | (1 ½) |
| Más de 0.36 L/s hasta 0.78 L/s (Más de 5.7 gpm hasta 12.3 gpm) | 3 | (2) |
| Más de 0.78 L/s hasta 1.63 L/s (Más de 12.37 gpm hasta 25.8 gpm) | 5 | (3) |
| Más de 1.63 L/s hasta 3.51 L/s (Más de 25.8 gpm hasta 55.6 gpm) | 6 | (4) |
| Poceta de servicio | 2 | (1 ½) |
| Poceta | 2 | (1 ½) |
| Orinal | 4 | [d] |
| Orinal, 1 galón por descarga o menos | 2[e] | [d] |
| Orinal, sin suministro de agua | 1/2 | [d] |
| Poceta de aseo (circular o múltiples) cada juego de grifos | 2 | (1 ½) |
| Inodoro, tanque fluxómetro, público o privado | 4[e] | [d] |
| Inodoro, privado (1.6 gpd) | 3[e] | [d] |
| Inodoro, privado (lavado mayor a 1.6 gpd) | 4[e] | [d] |
| Inodoro, público (1.6 gpd) | 4[e] | [d] |
| Inodoro, público (lavado mayor a 1.6 gpd) | 6[e] | [d] |

Factores de conversión: 1 L= 0.3 galón (gpd = galones por descarga).
a. Para (sifones) mayores de 3 pulgadas, use Tabla 8.9.2.
b. Una regadera sobre una bañera o una bañera de hidromasaje no aumenta el valor unitario de desagüe del aparato.
c. Véase los numerales 8.9.2 a 8.9.4.1 para métodos de cálculo del valor unitario de desagüe de aparatos no incluidos en esta tabla o para las velocidades de dispositivos con gastos Intermitentes.
d. La dimensión del (sifón) debe ser consistente con la dimensión de la boca de salida del aparato.
e. Con el propósito de calcular las cargas en las redes y desagüe de edificaciones, los inodoros y orinales no se deben medir en una unidad de aparato de desagüe más baja, a menos que valores más bajos sean confirmados por ensayos.

f. Para aparatos agregados a grupos sanitarios de unidades habitacionales, agregar el valor unidad de aparato de desagüe (UAD) De aquellos aparatos agregados al total del grupo de aparatos sanitarios.
g. Véase el numeral 5.6.3. para requerimientos de tamaño para desagüe de aparato, desagüe de ramal y desagüe de la bajante de una cañería vertical de un lavarropas automático.
h. Véase los numerales 8.9.4 y 8.9.4.1.

Todos los desagües serán por gravedad utilizando tuberías de PVC sanitarias (PVC-S) interconectadas con cajas de inspección de aguas negras en el primer piso (CAN) de 0,60 x 0,60 m. y con bajantes y accesorios en los niveles superiores. Los diseños de las redes, diámetros y trazados pueden ser observados en los planos anexos.

## *6.3 Diseño de la red de aguas residuales en primer piso*

A continuación, se muestran los parámetros tenidos en cuenta para el cálculo de la red de evacuación de las aguas residuales hasta el alcantarillado público.

### *6.3.1 Velocidad mínima y máxima*

Teniendo como base las normas que reglamentan el diseño de sistemas de alcantarillado, la velocidad mínima real será de 0.5 m/s; y la velocidad máxima real será función del tipo de tubería:
Concreto = 4.0 m/s
PVC = 6.0 m/s

De acuerdo esto los cálculos de velocidad y pérdidas de fricción se llevaron a cabo teniendo en cuenta una velocidad restrictiva de 6.0 m/s correspondiente a una tubería en PVC.

### *6.3.2 Fuerza tractiva*

La fuerza tractiva mínima real será mayor o igual a 0,12 K/m2; garantizando de esta manera la no sedimentación y formación de sulfatos.

### *6.3.3 Profundidad de diseño*

Para el presente proyecto se optó por utilizar profundidades iniciales de 0.4 m desde los primeros registros en la parte interna de las instalaciones y las profundidades de los siguientes atendiendo a las pendientes utilizadas.

### *6.3.4 Registros de inspección*

Se colocarán cámaras de inspección en todo cambio de dirección, pendiente, diámetro, elevación, en los arranques y donde confluyan varios tramos de un mismo sistema de desagüe.

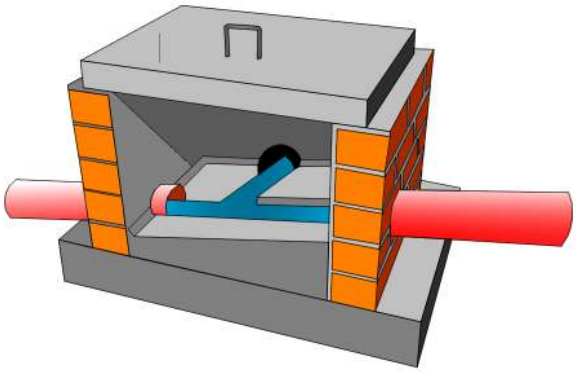


**Figura 6-1. Detalle de registros de inspección de paso.**

### *6.3.5 Dimensionamiento de redes de evacuación del primer piso*

A continuación, se muestran los cálculos del sistema de evacuación de aguas residuales en el primer piso, se realizó los chequeos de fuerza tractiva, velocidad, caudales, tirante, etc.

**Tabla 6-2. Dimensionamiento de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta la red municipal.**

| Tramo | | Cota Terreno | | Cota Clave | | Cota Batea | | Profundidad | | Unidades de desagüe | qdiseño | | Longitud |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [Inicial] | [Final] | [Inicial] | [Final] | [Inicial] | [Final] | [Inicial] | [Final] | | [lps] | [$m^3/s$] | [m] |
| R1 | R2 | 24,40 | 24,40 | 24,11 | 24,09 | 24,00 | 23,98 | 0,40 | 0,42 | 15 | 1,96 | 0,00196 | 3,06 |
| R2 | R3 | 24,40 | 24,40 | 24,08 | 24,06 | 23,97 | 23,95 | 0,43 | 0,45 | 30 | 2,60 | 0,00260 | 4,20 |
| R3 | RE1 | 24,40 | 24,40 | 24,05 | 24,02 | 23,94 | 23,91 | 0,46 | 0,49 | 30 | 2,60 | 0,00260 | 5,20 |
| | | | | | | | | | | | | | |
| R4 | R5 | 24,60 | 25,10 | 24,31 | 24,24 | 24,20 | 24,13 | 0,40 | 0,97 | 18 | 2,10 | 0,00210 | 11,40 |
| R5 | R6 | 25,10 | 25,10 | 24,81 | 24,78 | 24,70 | 24,67 | 0,40 | 0,43 | 27 | 2,49 | 0,00249 | 4,70 |
| R6 | RE2 | 25,10 | 24,90 | 24,77 | 24,76 | 24,66 | 24,65 | 0,44 | 0,25 | 27 | 2,49 | 0,00249 | 1,80 |
| | | | | | | | | | | | | | |
| R7 | RE3 | 25,10 | 25,10 | 24,81 | 24,79 | 24,70 | 24,68 | 0,40 | 0,42 | 9 | 1,55 | 0,00155 | 4,00 |

**Tabla 6-3. Relaciones hidráulicas y chequeo de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta la red municipal.**

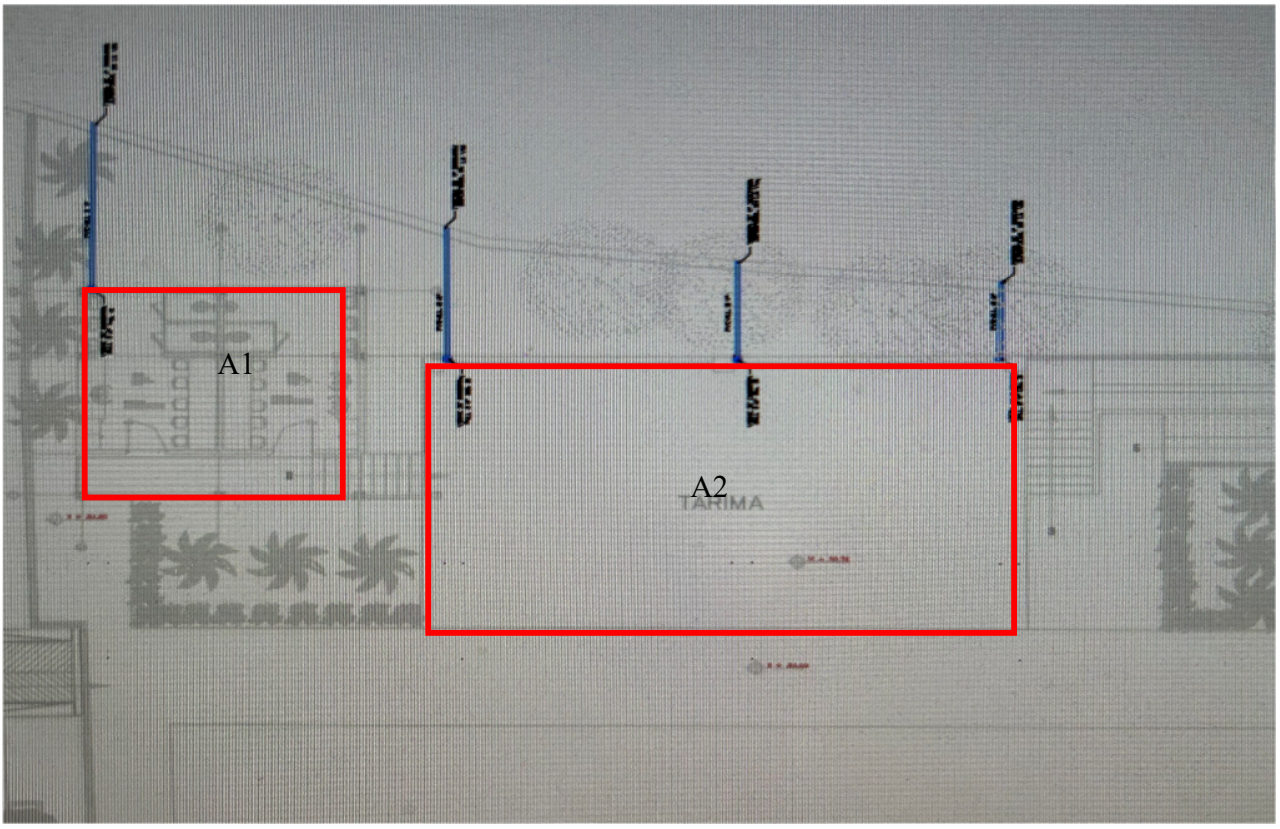
| Tramo | | qdiseño | Qo | | Vo | q/Q | v/V | $Y_{max}$ | $Y_{Real}$ | Chequeo y | $A_h$ | $P_m$ | $R_h$ | $V_{Real}$ | $Q_{Real}$ | $Q_{Diseño}$ | Fuerza tractiva | | Fuerza tractiva (Diseño) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [$m^3/s$] | [lps] | [$m^3/s$] | [m/s] | | | [m] | [m] | | [$m^2$] | [m] | [m] | [m/s] | [lps] | [lps] | [$Kg/m^2$] | [$N/m^2$] | [$Kg/m^2$] |
| R1 | R2 | 0,00196 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,28 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 1,960 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| R2 | R3 | 0,00260 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,37 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 2,595 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| R3 | RE1 | 0,00260 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,37 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 2,595 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R4 | R5 | 0,00210 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,30 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 2,101 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| R5 | R6 | 0,00249 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,35 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 2,491 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| R6 | RE2 | 0,00249 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,35 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 2,491 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R7 | RE3 | 0,00155 | 7,05 | 0,01 | 0,774 | 0,22 | 1,02 | 0,0862 | **0,0560** | Ok | 0,0048 | 0,17 | 0,03 | 0,79 | 3,762 | 1,550 | 0,17 | 1,66 | 0,15 |

# 7 DISEÑO SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS

## *7.1 Análisis hidrológico*

### *7.1.1 Morfometría de la cuenca*

Para la estimación de los caudales de escorrentía se dividió el área de estudio en varias cuencas o áreas aferentes según se realizarán los trazados del drenaje superficial de la plaza. En la siguiente figura se muestra la división realizada para los cálculos hidrológicos e hidráulicos del área de estudio.



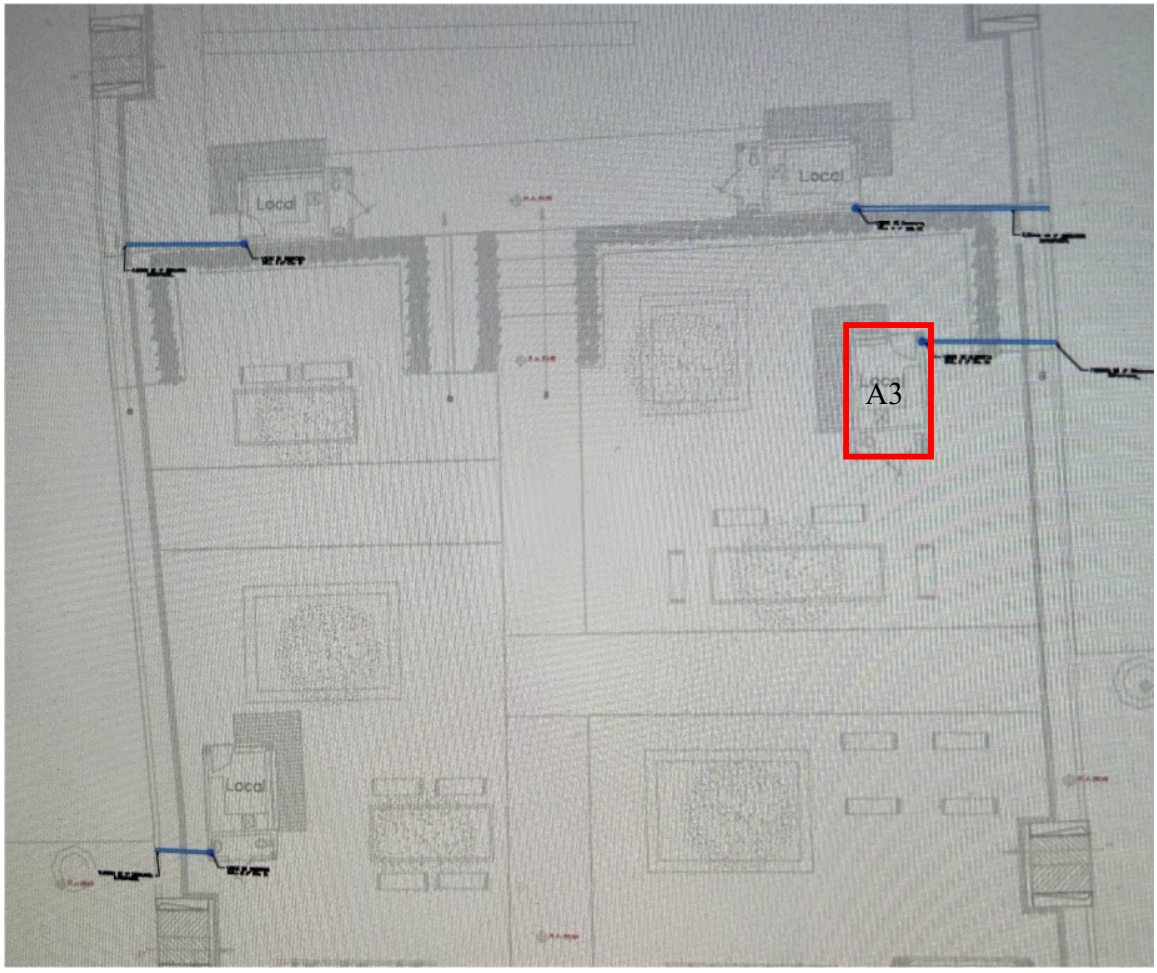



**Figura 2. Cuencas o áreas aferentes en zona de estudio.**

### *7.1.2 Coeficiente de escorrentía*

El coeficiente de escorrentía depende de la impermeabilidad de la zona, la pendiente del terreno, el tipo de superficie, del uso del suelo (residencial, comercial, industrial, etc.); a continuación se muestran las recomendaciones que hace el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), para la determinación del coeficiente de escorrentía (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

**Tabla 5-4. Valores de coeficiente de escorrentía.**

| Tipo de superficie | "C" |
|---|---|
| Cubiertas | 0.90 |
| Pavimentos asfálticos y superficies de concreto | 0.90 |
| Vías adoquinadas | 0.85 |
| Zonas comerciales o industriales | 0.90 |
| Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras | 0.75 |
| Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre otros | 0.75 |
| Residencial unifamiliar con casas contiguas y predominio de jardines | 0.60 |
| Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separadas | 0.45 |
| Residencial, con predominio de zonas verdes y parques – cementerios | 0.30 |
| Laderas sin vegetación | 0.60 |
| Laderas con vegetación | 0.30 |
| Parques recreacionales | 0.30 |

Las áreas del proyecto presenta dos tipos de uso del suelo, correspondiente a "pavimentos asfálticos y superficies en concreto". Teniendo en cuenta la recomendación del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000), se optó por un coeficiente de escorrentía de 0,9, dado la cantidad de zonas duras.

### *7.1.3 Tiempo de concentración*

Se define como el tiempo necesario para que una partícula o gota de agua viaje desde el punto más alejado hasta el punto de salida de la cuenca.

Para el presente estudio por el tipo de superficies, correspondientes a zonas duras como placas y cubiertas, los tiempos de concentración son pequeños y el agua recorre en poco tiempo la superficie hasta el punto de salida o control de la subcuenca analizada. Por lo anterior, siguiendo las recomendaciones de la literatura se emplearon tiempos de concentración de 5 minutos.

### *7.1.4 Determinación del periodo de retorno*

El período de retorno o frecuencia de diseño, debe determinarse teniendo en cuenta la importancia del proyecto, el tipo de obra de drenaje, y los daños o perjuicios que las inundaciones o procesos erosivos puedan ocasionar a las estructuras cercanas. A continuación se muestran los valores recomendados por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000.

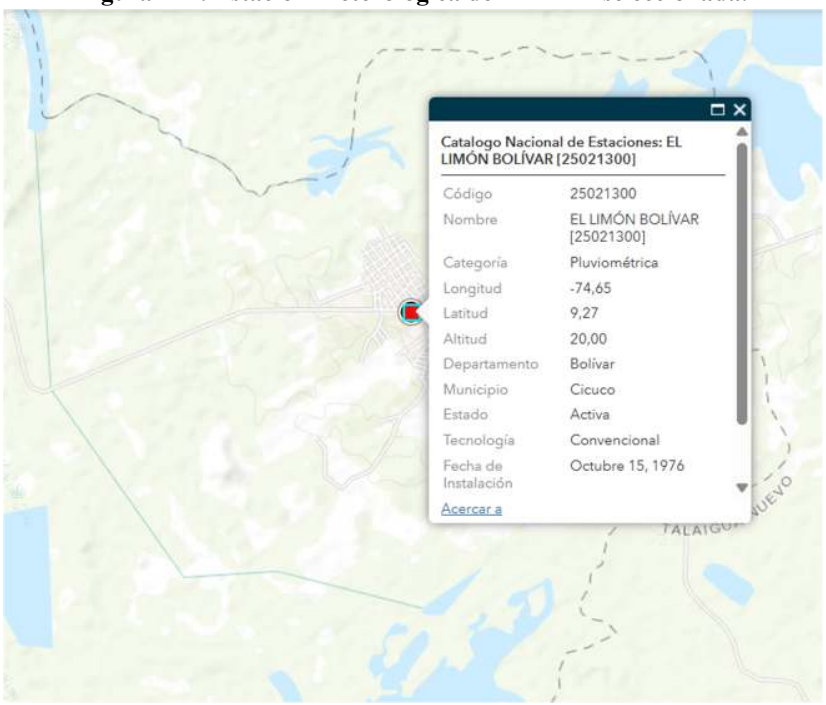
**Tabla 5-5. Período de retorno o grado de protección.**

| Características del área de drenaje | Período de retorno (años) |
|---|---|
| Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 hectáreas | 3 |
| Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 hectáreas | 5 |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 hectáreas | 5 |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 hectáreas | 10 |
| Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas | 50 |
| Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas | 100 |
| Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas | 100 |

**Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).**

Para el presente estudio se realizaron los análisis para un periodo de retorno de 5 años. La estación meteorológica de la cual se descargaron los datos de precipitación corresponde a la estación pluviométrica EL LIMÓN [25021300] localizada en el municipio de Cicuco. El registro de datos descargado va desde el año 1976 hasta el presente año 2026. Sin embargo, se consideró la incertidumbre de los datos debido a información faltante.

**Figura 7-1. Estación Meterológica del IDEAM seleccionada.**




*7.1.5 Análisis Espacial de las Precipitaciones en la zona de estudio*

Se identificó estación hidrometeorológica más cercanas a la zona de estudio y se analizó un registro histórico de precipitaciones entre los años 1976 y 2025, a partir del cual se obtuvieron los valores máximos anuales de dicha variable climática.

**Tabla 7-1. Resumen de periodos de registros de las variables climatologías analizadas.**

| Estación | Tipo | Variable | Longitud | Latitud | Altitud | Periodo de Registros |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LIMON EL [25021300] | Pluviométrica | Precipitación | -74.6463 | 9.2738 | 20.0 | 1976-2025 |

**Tabla 7-2. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación LIMON EL [25021300].**

| AÑO | P. Máx (24 hrs) [mm] | AÑO | P. Máx (24 hrs) [mm] | AÑO | P. Máx (24 hrs) [mm] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1976 | 56.0 | 1994 | 66.0 | 2010 | 119 |
| 1977 | 83.0 | 1995 | 135.0 | 2011 | 124 |
| 1978 | 140.0 | 1996 | 102.0 | 2012 | 65 |
| 1979 | 190.0 | 1997 | 58.0 | 2013 | 78 |
| 1980 | 140.0 | 1998 | 90.0 | 2014 | 86 |
| 1981 | 130.0 | 1999 | 136.0 | 2015 | 82 |
| 1982 | 162.9 | 2000 | 125.0 | 2016 | 132 |
| 1983 | 130.0 | 2001 | 72.0 | 2017 | 150 |
| 1984 | 170.0 | 2002 | 92.0 | 2018 | 135 |
| 1985 | 114.0 | 2003 | 67.0 | 2019 | 74 |
| 1986 | 91.0 | 2004 | 89 | 2020 | 112 |
| 1987 | 109.0 | 2005 | 88 | 2021 | 99 |
| 1990 | 117.0 | 2006 | 125 | 2022 | 95 |
| 1991 | 69.0 | 2007 | 136 | 2023 | 124 |
| 1992 | 92.0 | 2008 | 74 | 2024 | 74 |
| 1993 | 136.0 | 2009 | 109 | 2025 | 86 |

Para los datos de la Tabla 5-1 también se aplicó la Prueba de Datos Dudosos (outlier) como verificación de la consistencia de estos valores ponderados. La prueba consiste en corregir o eliminar aquella información – datos – que se alejan de la tendencia del resto de la serie, para lo cual se determinan el umbral de datos dudosos altos y el umbral de datos bajos con las siguientes ecuaciones de frecuencia:

- Umbral para datos dudosos altos (en unidades logarítmicas):

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y$$

- Umbral para datos dudosos bajos (en unidades logarítmicas):

$$y_L = \bar{y} - K_n s_y$$

Donde $\bar{y}$ es la media y $s_y$ es la desviación estándar, en unidades logarítmicas, de los valores de precipitación máxima en 24 horas y $K_n$ es un coeficiente que depende del tamaño de la muestra y corresponde a valores con un nivel de significación del 10% para una distribución normal. Los valores de $K_n$ se resumen en la siguiente tabla.

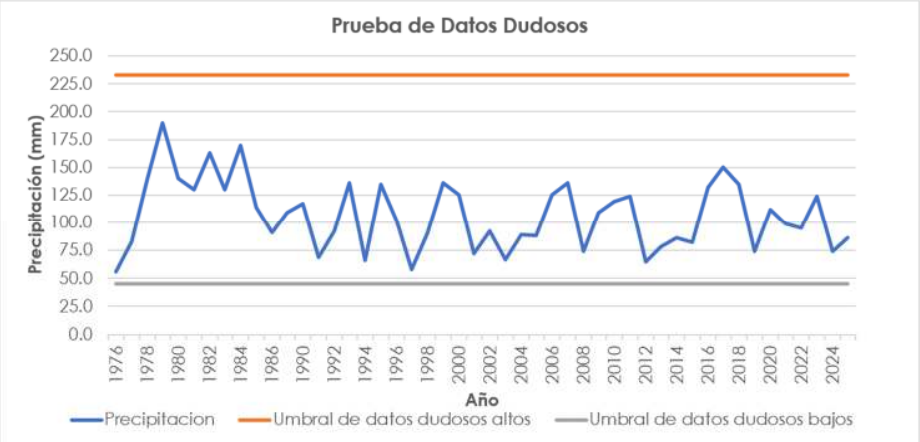
**Tabla 7-3. Valores de Kn para la prueba de datos dudosos.**

| Tamaño de muestra, $n$ | $K_n$ | Tamaño de muestra, $n$ | $K_n$ | Tamaño de muestra, $n$ | $K_n$ | Tamaño de muestra, $n$ | $K_n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 2.036 | 24 | 2.467 | 38 | 2.661 | 60 | 2.837 |
| 11 | 2.088 | 25 | 2.486 | 39 | 2.671 | 65 | 2.866 |
| 12 | 2.134 | 26 | 2.502 | 40 | 2.682 | 70 | 2.893 |
| 13 | 2.175 | 27 | 2.519 | 41 | 2.692 | 75 | 2.917 |
| 14 | 2.213 | 28 | 2.534 | 42 | 2.70 | 80 | 2.94 |
| 15 | 2.247 | 29 | 2.549 | 43 | 2.71 | 85 | 2.961 |
| 16 | 2.279 | 30 | 2.563 | 44 | 2.719 | 90 | 2.981 |
| 17 | 2.309 | 31 | 2.577 | 45 | 2.727 | 95 | 3 |
| 18 | 2.335 | 32 | 2.591 | 46 | 2.736 | 100 | 3.017 |
| 19 | 2.361 | 33 | 2.604 | 47 | 2.744 | 110 | 3.049 |
| 20 | 2.385 | 34 | 2.616 | 48 | 2.753 | 120 | 3.078 |
| 21 | 2.408 | 35 | 2.628 | 49 | 2.76 | 130 | 3.104 |
| 22 | 2.429 | 36 | 2.639 | 50 | 2.768 | 140 | 3.129 |
| 23 | 2.448 | 37 | 2.65 | 55 | 2.804 | | |

Al considerarse una muestra de 48 datos, el valor de $K_n$ utilizado para el análisis es igual a 2.753. Como se evidencia en la siguiente figura, la serie de precipitación se encuentra entre los límites de valores atípicos calculados con la metodología mencionada.

El valor de precipitación para el umbral de datos dudosos altos es igual a **232.76 mm**, mientras que para el umbral de datos dudosos bajos es de **45.03 mm**. Como se puede apreciar en la anterior gráfica, los valores de la serie histórica considerada se encuentran dentro de estos valores máximos y mínimos calculados, por tanto, no existen datos dudosos altos ni bajos en la muestra.

**Gráfica 7-1. Resultados de análisis de datos dudosos (outliers).**




**Fuente. Autor, 2026.**

### *7.1.6 Estimación de la intensidad de la lluvia*

Metodología de Vargas y Díaz-Granados

En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación. La mejor correlación obtenida, sin

embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de ser las más práctica al emplearse. (Instituto Nacional de Vías - INVIAS, 2009)

$$i = \frac{a \times T^b \times M^d}{\left(\frac{t}{60}\right)^c}$$

Donde: $i$ es la intensidad de precipitación (en mm/h), T es el periodo de retorno (en años), M es la precipitación máxima promedio anual en 24 horas a nivel multianual, t es la duración de la lluvia (en minutos) y a, b, c, d son parámetros de ajuste de la regresión de acuerdo con la región del país, tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 7-4. Coeficientes de regresión - Curvas IDF regionalizadas.**

| Región | a | b | c | d |
|---|---|---|---|---|
| Andina (R1) | 0.94 | 0.18 | 0.66 | 0.83 |
| Caribe (R2) | 24.85 | 0.22 | 0.5 | 0.1 |
| Pacífico (R3) | 13.92 | 0.19 | 0.58 | 0.2 |
| Orinoquía (R4) | 5.53 | 0.17 | 0.63 | 0.42 |

Los resultados de aplicar esta metodología se resumen en la siguiente tabla.

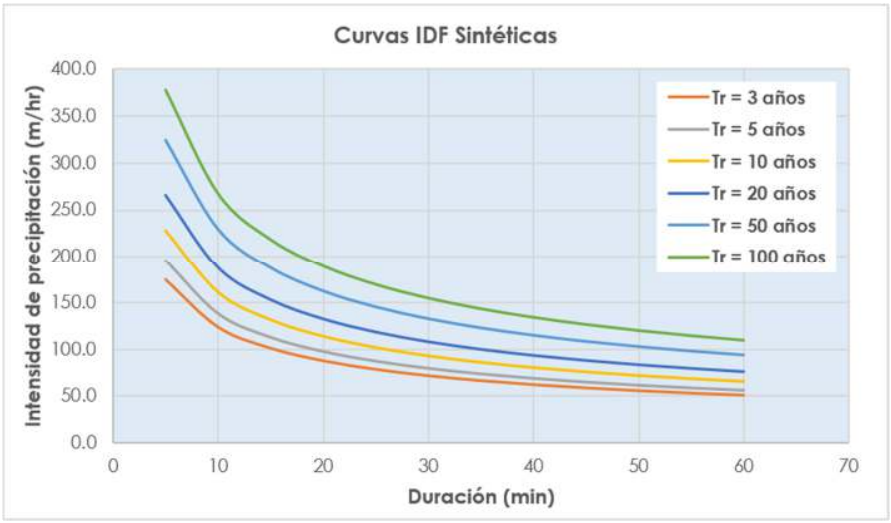
**Tabla 7-5. Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno con base en precipitaciones máximas en 24 horas.**

| Tiempo (min) | Intensidad de lluvia (mm/hr) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
| 5 | 174.9 | 195.7 | 227.9 | 265.5 | 324.8 | 378.3 |
| 10 | 123.7 | 138.4 | 161.2 | 187.7 | 229.6 | 267.5 |
| 15 | 101.0 | 113.0 | 131.6 | 153.3 | 187.5 | 218.4 |
| 20 | 87.4 | 97.8 | 114.0 | 132.7 | 162.4 | 189.1 |
| 25 | 78.2 | 87.5 | 101.9 | 118.7 | 145.2 | 169.2 |
| 30 | 71.4 | 79.9 | 93.1 | 108.4 | 132.6 | 154.4 |
| 35 | 66.1 | 74.0 | 86.1 | 100.3 | 122.7 | 143.0 |
| 40 | 61.8 | 69.2 | 80.6 | 93.9 | 114.8 | 133.7 |
| 45 | 58.3 | 65.2 | 76.0 | 88.5 | 108.3 | 126.1 |
| 50 | 55.3 | 61.9 | 72.1 | 84.0 | 102.7 | 119.6 |
| 55 | 52.7 | 59.0 | 68.7 | 80.0 | 97.9 | 114.1 |
| 60 | 50.5 | 56.5 | 65.8 | 76.6 | 93.8 | 109.2 |

**Fuente. Autor, 2026.**

Sin embargo, los valores presentados en esta tabla se ajustarán considerando un factor de corrección por área de drenaje, para estimar los caudales picos o máximos en la cuenca externa.

**Gráfica 7-2. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia ajustadas. Estación LIMON EL [25021300].**




Fuente. Autor, 2026.

En la gráfica anterior se muestran las curvas IDF para diferentes periodos de retorno, resultado de aplicar la metodología descrita.

Para la determinación de la Intensidad se utiliza el método Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran los cálculos realizados para determinar la intensidad de la lluvia en el sector, teniendo en cuenta la información de las estaciones meteorológicas.

**Tabla 5-6. Intensidad de lluvia calculada para áreas analizadas.**

| Cuenca | Área | Tc | I [mm/hora] | | | | | Coeficiente de escorrentía | R | Q [$m^3/s$] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Periodo de retorno [años] | | | | | | | Periodo de retorno [años] | | | | |
| | [ha] | [min] | 3 | 5 | 10 | 50 | 100 | [adimensional] | | 3 | 5 | 10 | 50 | 100 |
| A1 | 0,004000 | 5,0 | 164,6 | 180,4 | 204,4 | 273,1 | 309,4 | 1,00 | 1,00 | 0,0018 | 0,0020 | 0,0023 | 0,0030 | 0,0034 |
| A2 | 0,013000 | 5,0 | 164,6 | 180,4 | 204,4 | 273,1 | 309,4 | 1,00 | 1,00 | 0,0059 | 0,0065 | 0,0074 | 0,0099 | 0,0112 |
| A3 | 0,001000 | 5,0 | 164,6 | 180,4 | 204,4 | 273,1 | 309,4 | 1,00 | 1,00 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0006 | 0,0008 | 0,0009 |

## *7.2 Análisis de Niveles en el Caño El Violo*

El **caño El Violo** (también conocido localmente en la cartografía y en resoluciones ambientales como *Caño Limón* o *Caño de Cicuco*) es una de las arterias hídricas fundamentales del municipio de Cicuco, en la ZODES de la Depresión Momposina (Bolívar). Este cuerpo de agua cruza directamente el casco urbano conectando geográficamente los sectores de *El Limón* y *Punta de Cartagena*, transportando caudales derivados del brazo de Loba (vía Caño La Victoria) hacia el brazo de Mompós y el complejo cienagoso adyacente (sector Hato Botao).

**Figura 7-2. Cabecera municipal de Cicuco, Bolívar.**



**Fuente: Diccionario de Colombia – DiCCOL**

A nivel de monitoreo hidrométrico directo, el IDEAM no cuenta con una estación limnimétrica dedicada exclusivamente dentro del caño El Violo. El seguimiento sistemático del IDEAM en este sector de la Depresión Momposina se realiza a través de las estaciones ubicadas en los brazos principales del río Magdalena: la Estación Magangué (Cód. 25027680) en el Brazo de Loba y la Estación Mompós en el Brazo de Mompós.

Sin embargo, a través de los estudios de la Corporación Autónoma Regional del Sur de Bolívar (CAR-CSB), el Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) de Cicuco y los proyectos de la UNGRD, se identifican los rangos hidrológicos característicos en la zona urbana:

- **Niveles Mínimos (Época de Estiaje / Seca - Ene a Mar):** En condiciones de verano normal o sequía extrema (eventos El Niño), el nivel de la lámina de agua en la zona urbana desciende a rangos entre 0,3 m y 1,2 m. En estos periodos, el caño sufre severos procesos de colmatación y sedimentación que reducen sustancialmente su capacidad de drenaje.

- **Niveles Medios (Períodos de Transición - Abr-Jun / Ago):** Mantiene una profundidad relativa promedio de 2,0 m a 3,5 m, respondiendo al primer pulso invernal del sistema fluvio-lagunar.

- **Niveles Máximos (Época de Avenidas e Inundación - Sep a Nov / Eventos La Niña):** Durante las crecientes máximas del Río Magdalena y eventos climáticos extraordinarios (como los de 2010-2011 o 2021-2022), la lámina de agua alcanza niveles entre 4,5 m y más de 6,0 m. Esto genera desbordamientos periódicos hacia las zonas bajas y problemas de erosión en las márgenes del cauce (especialmente en sectores críticos como el barrio Puerto Amor y Hato Botao).

Con base en el levantamiento topográfico suministrado por el contratante, se identificó como cota al borde del caño El Violo, el nivel N+19.00 (**Nota:** Sin contar con un estudio detallado de batimetría), mientras que el nivel de piso terminado más bajo a alcanzar en la plaza, es N+24.24, con lo cual se evidencia que para los niveles mínimos y medios, no existirían afectaciones por inundación en la plaza. Además, se aclara que existe un muro de contención en la margen del caño, como obra de protección contra inundaciones.

Por consiguiente, las condiciones de descarga aguas abajo del sistema de drenaje pluvial son óptimas para el funcionamiento del mismo, sin riesgo de afectación a la plaza.

## *7.3 Diseño hidráulico*

En el presente capítulo se muestra el diseño de las secciones hidráulicas para las tuberías propuestas en las zonas internas de la plaza Doña Ceiba. Los diseños son realizados de acuerdo con la estimación de caudales antes realizada.

### *7.3.1 Parámetros de diseño*

Para llevar a cabo la presente actividad, con base en la información obtenida se determinaron los siguientes parámetros hidráulicos, con el fin de realizar los diseños de las estructuras requeridas.

- Conceptos hidráulicos aplicados

El diseño hidráulico de las estructuras hidráulicas que se proponen en el presente estudio, se realizó teniendo en cuenta las ecuaciones para Flujo Uniforme descritas a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} * So^{1/2} * Rh^{2/3} * Ah$$

Donde:
Q = caudal (m3/s)
n = coeficiente de rugosidad de Manning
So = pendiente longitudinal del cauce (m/m)
Rh = radio hidráulico de la sección transversal = Ah/Pm
Ah = Área hidráulica (m2)
Pm = Perímetro mojado (m)

- Coeficiente de rugosidad de Manning

Este parámetro se obtuvo de acuerdo con las características del arroyo y el tipo de material del fondo. Para esto, se tuvieron en cuenta los criterios de selección del coeficiente de rugosidad para distintos tipos de terrenos (Chow, 1994). En la Figura 14 se muestran las tablas que resumen los criterios para determinar la rugosidad apropiada dependiendo de las características del terreno.

El coeficiente de rugosidad de Manning empleado es de 0.017 para superficies en concreto y de 0.01 par superficies plásticas tipo PVC o PEAD.

| Tipo de canal y descripción | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|---|---|---|
| A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos | | | |
| A-1. Metal | | | |
| *a.* Latón, liso | 0.009 | **0.010** | 0.013 |
| *b.* Acero | | | |
| 1. Estriado y soldado | 0.010 | 0.012 | 0.014 |
| 2. Riveteado y en espiral | 0.013 | 0.016 | 0.017 |
| *c.* Hierro fundido | | | |
| 1. Recubierto | 0.010 | 0.013 | 0.014 |
| 2. No recubierto | 0.011 | 0.014 | 0.016 |
| *d.* Hierro forjado | | | |
| 1. Negro | 0.012 | 0.014 | 0.015 |
| 2. Galvanizado | 0.013 | 0.016 | 0.017 |
| *e.* Metal corrugado | | | |
| 1. Subdrenaje | 0.017 | 0.019 | 0.021 |
| 2. Drenaje de aguas lluvias | 0.021 | **0.024** | 0.030 |
| A-2. No metal | | | |
| *a.* Lucita | 0.008 | 0.009 | 0.010 |
| *b.* Vidrio | 0.009 | **0.010** | 0.013 |
| *c.* Cemento | | | |
| 1. Superficie pulida | 0.010 | 0.011 | 0.013 |
| 2. Mortero | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| *d.* Concreto | | | |
| 1. Alcantarilla, recta y libre de basuras | 0.010 | 0.011 | 0.013 |
| 2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras | 0.011 | **0.013** | 0.014 |
| 3. Bien terminado | 0.011 | 0.012 | 0.014 |
| 4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto | 0.013 | 0.015 | 0.017 |
| 5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico | 0.012 | 0.013 | 0.014 |
| 6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa | 0.012 | **0.014** | 0.016 |
| 7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| *e.* Madera | | | |
| 1. Machihembrada | 0.010 | 0.012 | 0.014 |
| 2. Laminada, tratada | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| *f.* Arcilla | | | |
| 1. Canaleta común de baldosas | 0.011 | **0.013** | 0.017 |
| 2. Alcantarilla vitrificada | 0.011 | 0.014 | 0.017 |
| 3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc. | 0.013 | 0.015 | 0.017 |
| 4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas | 0.014 | 0.016 | 0.018 |
| *g.* Mampostería en ladrillo | | | |
| 1. Barnizada o lacada | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| 2. Revestida con mortero de cemento | 0.012 | 0.015 | 0.017 |
| *h.* Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones | 0.012 | 0.013 | 0.016 |
| *i.* Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso | 0.016 | 0.019 | 0.020 |
| *j.* Mampostería de piedra, cementada | 0.018 | 0.025 | 0.030 |

| Tipo de canal y descripción | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|---|---|---|
| B. Canales revestidos o desarmables | | | |
| B-1. Metal | | | |
| *a.* Superficie lisa de acero | | | |
| 1. Sin pintar | 0.011 | **0.012** | 0.014 |
| 2. Pintada | 0.012 | 0.013 | 0.017 |
| *b.* Corrugado | 0.021 | 0.025 | 0.030 |
| B-2. No metal | | | |
| *a.* Cemento | | | |
| 1. Superficie pulida | 0.010 | 0.011 | 0.013 |
| 2. Mortero | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| *b.* Madera | | | |
| 1. Cepillada, sin tratar | 0.010 | 0.012 | 0.014 |
| 2. Cepillada, creosotada | 0.011 | 0.012 | 0.015 |
| 3. Sin cepillar | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| 4. Láminas con listones | 0.012 | 0.015 | 0.018 |
| 5. Forrada con papel impermeabilizante | 0.010 | 0.014 | 0.017 |
| *c.* Concreto | | | |
| 1. Terminado con llana metálica (palustre) | 0.011 | **0.013** | 0.015 |
| 2. Terminado con llana de madera | 0.013 | 0.015 | 0.016 |
| 3. Pulido, con gravas en el fondo | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| 4. Sin pulir | 0.014 | 0.017 | 0.020 |
| 5. Lanzado, sección buena | 0.016 | 0.019 | 0.023 |
| 6. Lanzado, sección ondulada | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| 7. Sobre roca bien excavada | 0.017 | 0.020 | |
| 8. Sobre roca irregularmente excavada | 0.022 | 0.027 | |
| *d.* Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de | | | |
| 1. Piedra labrada, en mortero | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| 2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero | 0.017 | 0.020 | 0.024 |
| 3. Mampostería de piedra cementada, recubierta | 0.016 | 0.020 | 0.024 |
| 4. Mampostería de piedra cementada | 0.020 | 0.025 | 0.030 |
| 5. Piedra suelta o *riprap* | 0.020 | 0.030 | 0.035 |
| *e.* Fondo de gravas con lados de | | | |
| 1. Concreto encofrado | 0.017 | 0.020 | 0.025 |
| 2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero | 0.020 | 0.023 | 0.026 |
| 3. Piedra suelta o *riprap* | 0.023 | 0.033 | 0.036 |
| *f.* Ladrillo | | | |
| 1. Barnizado o lacado | 0.011 | **0.013** | 0.015 |
| 2. En mortero de cemento | 0.012 | **0.015** | 0.018 |
| *g.* Mampostería | | | |
| 1. Piedra partida cementada | 0.017 | 0.025 | 0.030 |
| 2. Piedra suelta | 0.023 | 0.032 | 0.035 |
| *h.* Bloques de piedra labrados | 0.013 | 0.015 | 0.017 |
| *i.* Asfalto | | | |
| 1. Liso | 0.013 | 0.013 | |
| 2. Rugoso | 0.016 | 0.016 | |
| *j.* Revestimiento vegetal | 0.030 | ..... | 0.500 |

| Tipo de canal y descripción | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|---|---|---|
| C. Excavado o dragado | | | |
| *a.* En tierra, recto y uniforme | | | |
| 1. Limpio, recientemente terminado | 0.016 | 0.018 | 0.020 |
| 2. Limpio, después de exposición a la intemperie | 0.018 | **0.022** | 0.025 |
| 3. Con gravas, sección uniforme, limpio | 0.022 | 0.025 | 0.030 |
| 4. Con pastos cortos, algunas malezas | 0.022 | 0.027 | 0.033 |
| *b.* En tierra, serpenteante y lento | | | |
| 1. Sin vegetación | 0.023 | 0.025 | 0.030 |
| 2. Pastos, algunas malezas | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 4. Fondo en tierra con lados en piedra | 0.028 | 0.030 | 0.035 |
| 5. Fondo pedregoso y bancas con malezas | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 6. Fondo en cantos rodados y lados limpios | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| *c.* Excavado con pala o dragado | | | |
| 1. Sin vegetación | 0.025 | 0.028 | 0.033 |
| 2. Matorrales ligeros en las bancas | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| *d.* Cortes en roca | | | |
| 1. Lisos y uniformes | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 2. Afilados e irregulares | 0.035 | 0.040 | 0.050 |
| *e.* Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar | | | |
| 1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo | 0.050 | 0.080 | 0.120 |
| 2. Fondo limpio, matorrales en los lados | 0.040 | 0.050 | 0.080 |
| 3. Igual, nivel máximo de flujo | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 4. Matorrales densos, nivel alto | 0.080 | 0.100 | 0.140 |
| D. Corrientes naturales | | | |
| D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies) | | | |
| *a.* Corrientes en planicies | | | |
| 1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos | 0.025 | **0.030** | 0.033 |
| 2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| 4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| 5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| 6. Igual al 4, pero con más piedras | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| 7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| 8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos | 0.075 | 0.100 | 0.150 |

| Tipo de canal y descripción | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|---|---|---|
| *b.* Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos | | | |
| 1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| D-2. Planicies de inundación | | | |
| *a.* Pastizales, sin matorrales | | | |
| 1. Pasto corto | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| 2. Pasto alto | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| *b.* Áreas cultivadas | | | |
| 1. Sin cultivo | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| 2. Cultivos en línea maduros | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| 3. Campos de cultivo maduros | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| *c.* Matorrales | | | |
| 1. Matorrales dispersos, mucha maleza | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| 2. Pocos matorrales y árboles, en invierno | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 3. Pocos matorrales y árboles, en verano | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Matorrales medios a densos, en invierno | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 5. Matorrales medios a densos, en verano | 0.070 | 0.100 | 0.160 |
| *d.* Árboles | | | |
| 1. Sauces densos, rectos y en verano | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| 2. Terreno limpio, con troncos sin retoños | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños | 0.050 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas | 0.080 | 0.100 | 0.120 |
| 5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas | 0.100 | 0.120 | 0.160 |
| D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de *n* es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva. | | | |
| *a.* Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales | 0.025 | ..... | 0.060 |
| *b.* Sección irregular y rugosa | 0.035 | ..... | 0.100 |

**Figura 3. Coeficientes de rugosidad de Manning (Chow, 1994).**

- Pendiente longitudinal de los cauces

Para determinar la pendiente longitudinal del cauce estudiado se tuvo en cuenta la topografía del terreno, realizando el cálculo a través de la relación entre la diferencia de la cota más alta y cota más baja de dicho tramo, y la longitud plana del mismo.

### *7.3.2 Diseño de sección hidráulica*

Después de realizado el análisis hidrológico se realizó el diseño de los tubos en los tramos dispuestos según se muestran en los planos anexos. En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados teniendo en cada tramo de canal diseñado.

**Tabla 5-7. Dimensionamiento de estructuras propuestas.**

| Descripción | Área de drenaje | Intensidad | | Caudal de escorrentía | | Diámetro bajante | r = 7/24 | $(r)^{5/3}$ | $(d)^{8/3}$ | Capacidad bajante | No. mínimo de bajantes | Caudal total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [$m^2$] | [lps/$m^2$] | [l/min*$m^2$] | [$m^3$/s] | [lps] | [in] | | | | [$m^3$/s] | [unidad] | [$m^3$/s] |
| A1 | 40,00 | 0,086 | 5,16 | 0,0031 | 3,094 | 4 | 2/7 | 0,128 | 40,317 | 0,009 | 1 | 0,009 |
| A2 | 130,00 | 0,086 | 5,16 | 0,0101 | 10,054 | 4 | 2/7 | 0,128 | 40,317 | 0,009 | 2 | 0,018 |
| A3 | 10,00 | 0,086 | 5,16 | 0,0008 | 0,773 | 4 | 2/7 | 0,128 | 40,317 | 0,009 | 1 | 0,009 |



**Erick Hernández Pastrana**
**Ing. Civil, Esp. Gerencia de Proyectos**

## *8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS*

**CAR-CSB (Corporación Autónoma Regional del Sur de Bolívar)**. *Resolución No. 197 de 2020:* Intervención ambiental, retiro de sedimentos y normalización de cauce en 950,5 metros del Caño El Violo, sector Hato Botao en Cicuco. Resolución 197-2020 CAR-CSB

**CAR-CSB (Corporación Autónoma Regional del Sur de Bolívar)**. *Resolución No. 119 de 2021:* Obras de control de erosión e inundación en el casco urbano de Cicuco, margen derecha del Caño El Violo, sector Barrio Puerto Amor. Resolución 119-2021 CAR-CSB

**UNGRD (Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres)**. *Informe de Gestión Institucional y Reducción del Riesgo (2022):* Reportes de obras de mitigación de riesgo por erosión en el cauce El Violo en Cicuco, Bolívar. Informe de Gestión UNGRD 2022

**IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales)**. *Catálogo Nacional de Estaciones Hidrometeorológicas y Boletines de Alertas Hidrológicas del Bajo Magdalena:* Información sobre regímenes de caudales y variabilidad climática regional. Portal de Datos y Estaciones IDEAM

**Alcaldía Municipal de Cicuco & Gobernación de Bolívar**. *Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) del Municipio de Cicuco:* Componente Físico-Biótico, Hidrográfico y Diagnóstico Ambiental.