



ALCALDÍA DE GIRARDOTA

PROYECTO

ADECUACION DE PARQUE AMBIENTAL LA
FAMILIA DEL MUNICIPIO DE GIRARDOTA
AULA AMBIENTAL

2025



Contenido

1	GENERALIDADES.....	4
2	INSTALACIONES HIDROSANITARIAS	5
2.1	DISEÑO DE REDES HIDRAULICAS.	5
2.1.1	POBLACIÓN.....	5
2.1.2	PARAMETROS DE DISEÑO	5
2.1.2.1	Dotación Neta Máximo	5
2.1.2.2	Pérdidas	5
2.1.2.3	Dotación Bruta.....	5
2.1.2.4	Caudal Medio Diario.....	6
2.1.2.5	Caudal Máximo Diario	6
2.1.2.6	Caudal Máximo Horario.....	7
2.1.2.7	Diámetro de red externa de bloque.	8
2.1.2.8	Diámetro de acometida	8
2.2	DISEÑO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.	9
2.2.1	PARAMETROS DE DISEÑO	9
2.2.1.1	Coeficiente de rugosidad de manningsegún el material a utilizar.	9
2.2.1.2	Velocidad mínima.....	10
2.2.1.3	Velocidad máxima.	10
2.2.1.4	Dotación por habitante.	11
2.2.1.5	Contribuciones de aguas residuales (D3.3.3.) Ras 2016	11
2.2.1.6	Coeficiente de retorno:	11
2.2.2	CALCULOS.....	11
2.2.2.1	Consumo doméstico del proyecto	11
2.2.2.2	Caudal medio diario Q_{MD} (D 3.3.4 Ras 2016)	12
2.2.2.3	Factor de mayoración F (Adimensional)	12
2.2.2.4	Caudal máximo horario (Q_{MH}).....	12
2.2.2.5	Conexiones erradas (Q_{CE})	13
2.2.2.6	Aportes por infiltración Q_{INF}	13
2.2.2.7	Caudal de diseño	13
2.2.2.8	Calculo hidráulico de la tubería	14
2.2.2.9	Para red principal de salida.	14



2.3	RED DE AGUA LLUVIA.....	15
2.3.1	CAUDAL DE DISEÑO.....	15
2.3.2	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C).....	15
2.3.3	TIEMPO DE ENTRADA T_e (min)	16
2.3.4	TIEMPO DE RECORRIDO T_t (min)	16
2.3.5	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN T_c (min)	16
2.3.6	INTENSIDAD DE PRECIPITACION (I) (L/S/HA).	17
2.3.7	CAUDAL DE DISEÑO PARA BAJANTES DE AGUAS LLUVIAS	17
2.3.7.1	Área tributaria.....	17
2.3.7.2	Caudal.....	17
2.3.7.3	Diámetro de tubería.....	17
2.3.8	CAUDAL DE DISEÑO PARA COLECTOR PRINCIPAL	18
2.3.8.1	Área tributaria.....	18
2.3.8.2	Caudal máximo de aguas lluvias	18
2.3.8.3	Diámetro de tubería.....	18
2.3.8.4	Diámetro mínimo de descarga acuerdo al ras 2016.	18
3	Resumen de Datos.....	19



1 GENERALIDADES

El Municipio de Girardota se encuentra ubicado en el Departamento de Antioquia, hace parte de los Municipios del Área Metropolitana está localizado al norte del valle de aburra a 26 km del Municipio de Medellín, con una población total de 48.226 habitantes de los cuales 27.820 son de la zona urbana y 20.406 habitan en la zona rural, tiene una extensión de 82 km² de los cuales el 95% corresponde a la zona rural.

El edificio se encuentra ubicado en la zona rural, consta un Aula ambiental de dos niveles en estructura metálica.



2 INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

2.1 DISEÑO DE REDES HIDRAULICAS.

2.1.1 POBLACIÓN

El propósito del proyecto es la construcción de un aula ambiental en estructura metálica con dos plantas y terraza, que contiene los siguientes espacios:

Primer piso:

Con un área de 136 m².

Tiene un área múltiple, Sala de juntas, recepción y Contiene una batería sanitaria; Para damas 3 unidades sanitaria y Para caballeros dos unidades sanitarias.

Segundo piso:

Con un área construida de 136 m²

Contiene una ludoteca, Enfermería, oficinas, zonas de coworking y una unidad sanitaria para movilidad reducida y una unidad sanitaria mixta

Terraza:

Con un área construida de 136 m²

Contiene un Depósito y cuarto de aseo

La metodología adaptada es calcular la red para cada bloque por separado.

La acometida se calcula para cada bloque.

2.1.2 PARAMETROS DE DISEÑO

2.1.2.1 Dotación Neta Máximo

El consumo de un habitante para la población del aula ambiental se define partir de lo establecido en la Guía para la Implementación de Estrategias de Sostenibilidad en Diseño y Construcción (Consejo Colombiano de Construcción Sostenible, 2017) el cual establece para esta población una dotación neta máxima de 50 Lps.

2.1.2.2 Pérdidas

Para determinar el valor de las pérdidas técnicas admisibles de la población se tiene en cuenta la Resolución 0330 de 2017 la cual establece en su artículo 44 que el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles no deberá superar el 25 %.

2.1.2.3 Dotación Bruta

Para el cálculo de la dotación bruta se utiliza la siguiente expresión:



$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Siendo:

d_{bruta} = Dotación Bruta

d_{neta} = Dotación Neta

$\%p$ = Porcentaje de pérdidas para el periodo de diseño

$$d_{bruta} = \frac{50}{1 - 0,25}$$

$$d_{bruta} = 66,67 \frac{L}{hab} dia$$

2.1.2.4 Caudal Medio Diario

El caudal medio diario es el calculado para la población proyectada, teniendo la dotación bruta correspondiente.

Siendo:

Q_{md} = Caudal Medio Diario

P = Población Futura

d_{bruta} = Dotación Bruta por bloque

Obteniendo este valor para el periodo de diseño de:

$$Q_{md} = \frac{poblacion \times Dotacion}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{50 \times 66,67}{86400}$$

$$Q_{md} = 0,038 Lps$$

2.1.2.5 Caudal Máximo Diario

Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , como se indica en la siguiente ecuación:

$$Q_{MD} = K_1 \times Q_{md}$$



Donde:

Q_{MD} = Caudal máximo diario

Q_{md} = caudal medio diario

k_1 = coeficiente de consumo máximo diario

Para poblaciones menores o iguales de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K_1 será superior a 1,3 y para poblaciones mayores de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K_1 será superior a 1,2 (Artículo 47. Caudales de diseño - Parágrafo 2).

$$Q_{MD} = 1,3 \times 0,038$$

$$Q_{MD} = 0,05 \frac{L}{s}$$

2.1.2.6 Caudal Máximo Horario

Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según la siguiente ecuación:

$$Q_{MH} = K_2 \times Q_{MD}$$

Donde:

Q_{MH} = Caudal máximo horario

Q_{MD} = Caudal máximo diario

K_2 = Coeficiente de consumo máximo horario

Para poblaciones menores o iguales de 12.500 habitantes, al periodo de diseño en ningún caso el factor K_2 será superior a 1,6 y para poblaciones mayores de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K_2 superior a 1,5 (Artículo 47. Caudales de diseño-Parágrafo 2).

$$Q_{MH} = 1,6 \times 0,05$$

$$Q_{MH} = 0,08 \frac{L}{s}$$



2.1.2.7 Diámetro de red externa de bloque.

$$\text{Área del cálculo} = A = \pi d^2 / 4$$

$$A = 0,785d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{A}{0,785}}$$

$$Q_{MD} = v \times A$$

$$\frac{Q_{MD}}{v} = A$$

$$A = \frac{0,05 \text{ l/s}}{1,0 \text{ m/s}} = \frac{0,00005 \text{ m}^3/\text{s}}{1,0 \text{ m/s}}$$

$$A = 0,00005 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{0,00005 \text{ m}^2}{0,785}}$$

$$d = 0,008 \text{ m}$$

$$d = 0,31 \text{ ''}$$

Colocar mínimo Tubería de 3/8"

2.1.2.8 Diámetro de acometida

$$Q_{MD} = K_1 \times Q_{md}$$

$$Q_{MD} = 1,3 \times 0,077 = 0,10 \frac{L}{s} = 0,00010 \frac{\text{m}^3}{s}$$

$$Q_{MD} = K_2 \times Q_{MD}$$

$$Q_{MH} = 1,6 \times 0,10 = 0,16 \frac{L}{s}$$

$$A = \frac{Q_{MD}}{v} = \frac{0,00010 \text{ m}^3/\text{s}}{1,0 \text{ m/s}} = 0,0001 \text{ m}^2$$



$$d = \sqrt{\frac{A}{0,785}} = \sqrt{\frac{0,0001 \text{ m}^2}{0,785}} = 0,011 \text{ m}$$

$$d = 0,44''$$

Colocar mínimo Tubería de 3/4"

2.2 DISEÑO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.

2.2.1 PARAMETROS DE DISEÑO

Para ajustarse a las normas establecidas en el capítulo D de la RAS 2016 para el diseño alcantarillados se tendrán en cuenta los siguientes parámetros.

2.2.1.1 Coeficiente de rugosidad de manningsegún el material a utilizar.

El coeficiente de rugosidad (n) de la fórmula de Manning, depende de las características del conducto. Un valor muy alto trae como consecuencia un sobre dimensionamiento y un diseño antieconómico, por otra parte, un valor muy bajo da como resultado una tubería con capacidad insuficiente para transportar el caudal de diseño.

El coeficiente de rugosidad está influenciado por los siguientes factores:

- Tipo y número de uniones
- Desalineamiento horizontal del conducto
- Desalineamiento vertical del conducto
- Sedimentación de materiales
- Reducción de la sección de flujo
- Material de la tubería
- Crecimiento de la película biológica dentro de la tubería

Para los **niveles de complejidad de sistema bajo y medio**, donde las condiciones de mantenimiento preventivo se hacen en forma ocasional, el coeficiente n de rugosidad de Manning se debe establecer con base en la tabla D.6.2.



Tabla D.6.2. Valores del coeficiente de rugosidad de Maning para varios materiales

Material	N
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto – cemento	0.011 – 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 – 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 – 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0,012 – 0,015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0,015 – 0,017
Gres vitrificado	0.011 – 0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011 – 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010 – 0.015
Metal corrugado	0.022 – 0.026
Colectores de ladrillo	0.013 – 0.017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal revestido en ladrillo	0.012 – 0.018
Canal revestido en concreto	0.011 – 0.020
Canal excavado	0.018 – 0.050
Canal revestido rip-rap	0.020 – 0.035

De acuerdo con las dos últimas condiciones anteriores, el coeficiente de rugosidad en alcantarillados sanitarios puede variar entre 0,011 y 0,015. La condición conservadora o la que usualmente se adopta es la de definir $n = 0,013$ previendo así la posibilidad de ocurrencia de los otros factores que afectan el coeficiente de rugosidad.

2.2.1.2 Velocidad mínima.

Para evitar que los sólidos transportados se sedimenten, se establece que la velocidad mínima real en los colectores debe ser 0,45 m/seg. En cualquier caso, sobre todo para tramos iniciales, la velocidad mínima podrá ser un poco menor que 0,45 m/s siempre y cuando se cumplan las condiciones mínimas de fuerza tractiva en el colector.

2.2.1.3 Velocidad máxima.

El valor máximo permisible para la velocidad media en los colectores por gravedad depende del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. El valor adoptado debe estar plenamente justificado en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Deben hacerse las previsiones necesarias de atraque del colector. En general, se adoptará una velocidad máxima real que no sobrepase 5 m/s.



2.2.1.4 Dotación por habitante.
50 l/hab/día

2.2.1.5 Contribuciones de aguas residuales (D3.3.3.) Ras 2016

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos o patrones de consumo, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

El aporte doméstico (Q_D) está dado por la expresión

$$Q_D = \frac{C_R \times P \times D_{NETA}}{86400}$$

Donde:

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (L/s)

C_R = Coeficiente de retorno (adimensional).

P = Número de habitantes proyectados al período de diseño (hab).

D_{NETA} = Demanda neta de agua potable proyectada por habitante (L/hab/día).

2.2.1.6 Coeficiente de retorno:

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación se hizo utilizando como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla D.3.1 del RAS 2016. El valor adoptado para el proyecto es de 0,85

Tabla D.3.1 Coeficiente de retorno de aguas residuales domésticas

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y Medio	0,80
Medio Alto y Alto *	0,85

**Puede ser definido por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado*

2.2.2 CALCULOS

2.2.2.1 Consumo doméstico del proyecto

$$Q_D = \frac{0,85 \times 50 \text{ hab} \times 50 \text{ L/hab/día}}{86400}$$



$$Q_D = 0,02 \frac{L}{s}$$

2.2.2.2 Caudal medio diario Q_{MD} (D 3.3.4 Ras 2016)

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}), para un colector con un área de drenaje dada, es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

Dado que el proyecto no contiene aportes industriales, comerciales e institucionales el caudal de aguas domesticas es igual al caudal medio diario.

$$Q_{MD} = Q_D \times 1,2$$

$$Q_{MD} = 0,02 \frac{L}{s} \times 1,2$$

$$Q_{MD} = 0,3 \frac{L}{s}$$

2.2.2.3 Factor de mayoración F (Adimensional)

En el factor de mayoración para calcular el caudal máximo horario, utilizando como base el caudal medio diario, se tienen en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso de agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de tuberías puede contribuir cada vez más a amortiguar los picos de caudal. El factor de mayoración debe calcularse, hasta donde sea posible, haciendo uso de mediciones de campo, en donde se tengan en cuenta los patrones de consumo de la población y la medición de los caudales en las horas de mayor consumo. Sin embargo, si esto no es factible, se puede estimar con base en relaciones aproximadas como las de RAS-2016.

Para este proyecto se calculará usando la Ecuación de Gaines (1989): (D.3.11)

$$F = \frac{3,114}{Q_{MD}^{0,062}}$$

$$F = 3,87$$

2.2.2.4 Caudal máximo horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F \times Q_{MD}$$



$$Q_{MH} = F \times Q_{MD}$$

$$Q_{MH} = 0,11 \frac{L}{s}$$

2.2.2.5 Conexiones erradas (Q_{CE})

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, Q_{CE} . Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes.

Para niveles de complejidad del sistema bajo y medio es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas de control para reducir el aporte de conexiones erradas. Para el nivel bajo de complejidad del sistema el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 0,2 L/s por ha

2.2.2.6 Aportes por infiltración Q_{INF}

Se toma como valores por infiltración los datos de la tabla D.3.3 establecidos en la Ras 2016

Tabla D.3.3 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

Nivel de Complejidad del Sistema	Infiltración alta (L/s.ha)	Infiltración media (L/s.ha)	Infiltración baja (L/s.ha)
Bajo y Medio	0,3	0,2	0,1
Medio Alto y Alto *	0,3	0,2	0,1

**Puede ser definido por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado*

2.2.2.7 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, Q_{MH} , los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

$$Q_{DT} = 0,11 + 0,2 + 0,1 = 0,41 \frac{L}{s}$$

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

$$Q_{DT} = 1,5 \frac{L}{s}$$



2.2.2.8 Cálculo hidráulico de la tubería

Los colectores de cualquier tipo de alcantarillado convencional se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. El flujo en una tubería se determina a partir de las características de desplazamiento y velocidad de una partícula del fluido. Para el dimensionamiento de tuberías en alcantarillado, se asume el flujo como uniforme y permanente, es decir sus características permanecen constantes en el espacio y en el tiempo. Así pues, la lámina de agua y la línea de energía son paralelas al fondo de la tubería y la velocidad es constante a lo largo del trayecto.

La sección de flujo en tuberías debe corresponder al diámetro interno real, indicado por el fabricante, de acuerdo con el material y tipo de tubería. El modelo de cálculo para flujo uniforme comúnmente utilizado es el de Manning, cuya ecuación puede escribirse de las siguientes formas:

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

Donde:

Q = caudal (m³/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

A = área hidráulica (m²)

R = Radio hidráulico, en m. (A/P). Para tubo lleno su valor es igual a D/4.

P = perímetro mojado (m)

D = Diámetro de la sección en m.

S = pendiente de la tubería (m/m)

Fórmula simplificada de Manning para tubería circular llena para calcular el diámetro (D) de la tubería:

$$D = 1,548 \left(\frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

2.2.2.9 Para red principal de salida.

$$Q_{DT} = 0,0015 \frac{m^3}{s}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{0,013 \times 0,0015}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,055 \text{ m} = 55 \text{ mm}$$

Diámetro mínimo de salida

Diámetro de descarga es de 4"



Diámetro mínimo. (Ras 2016)

En las redes de recolección y evacuación de aguas lluvias, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es 250 mm. Sin embargo, en casos especiales, en particular para niveles de complejidad del sistema bajo y medio, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a 200 mm.

2.3 RED DE AGUA LLUVIA

2.3.1 CAUDAL DE DISEÑO

Para establecer el caudal de diseño se utiliza la siguiente formula

$$Q = 2,78 \times C \times i \times A$$

donde,

Q = Caudal máximo de aguas lluvias (L/s).

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

i = Intensidad de precipitación (mm/h).

A = Área tributaria (ha).

2.3.2 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

Para esto se utiliza la tabla D.4.7 indicada en el capítulo D de la Ras 2016

Tabla D.4.7 Coeficientes de impermeabilidad

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 estos	0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	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

C= 0,75



2.3.3 TIEMPO DE ENTRADA T_e (min)

Se utiliza la ecuación D.4.26 establecida en el capítulo D de la Ras 2016

$$T_e = \frac{0,707 \times (1,1 - C) \times L^{0.5}}{S^{0.5}}$$

Donde

T_e = Tiempo de entrada (min)

C = Coeficiente de impermeabilidad (adimensional). = 0,75

L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m) = 15 m

S = pendiente m/m = 2%

$$T_e = \frac{0,707 \times (1,1 - 0,75) \times 15^{0.5}}{0,2^{0.5}}$$

$$T_e = 6,78 \text{ min}$$

2.3.4 TIEMPO DE RECORRIDO T_t (min)

Se utiliza la ecuación D.4.30 establecida en el capítulo D de la Ras 2016

$$T_t = \frac{L}{(60 \times v)}$$

Asumiendo la velocidad media = 5 m/s y longitud de recorrido = 15m

$$T_t = \frac{15}{60 \times 5}$$

$$T_t = 0,05 \text{ min}$$

2.3.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN T_c (min)

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector

Se utiliza la ecuación D.4.25 establecida en el capítulo D de la Ras 2016

$$T_c = T_e + T_t$$

Donde,

T_c = Tiempo de concentración (min).

T_e = Tiempo de entrada (min).

T_t = Tiempo de recorrido (min).

$$T_c = 6,78 + 0,05 = 6,83 \text{ min}$$



ALCALDÍA DE GIRARDOTA

2.3.6 INTENSIDAD DE PRECIPITACION (I) (L/S/HA).

$$i = \frac{3483}{(16 + Tc(min))^{0,9946}}$$

donde,

i = Intensidad media de precipitación (mm/h).

Td = Duración de la lluvia (min).

$$i = \frac{3483}{(16 + 6,83)^{0,9946}}$$

$$i = 155,18 \frac{\text{mm}}{\text{h}}$$

2.3.7 CAUDAL DE DISEÑO PARA BAJANTES DE AGUAS LLUVIAS

2.3.7.1 Área tributaria.

Dado que se necesita establecer el caudal de agua lluvia que cae a la terraza la cual es conducida a través de bajantes al colector principal, se tomara como área tributaria el área aferente más desfavorable por cada uno de los bajantes que integran el sistema colector.

Área. tributaria por bajante= 43 m²

$$A = 0,0043 \text{ ha}$$

2.3.7.2 Caudal.

Se tomará para efectos del cálculo la fórmula establecida en el Ras 2016

$$Q = 2,78 \times 0,75 \times 155,18 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times 0,0043 \text{ ha}$$

$$Q = 1,39 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Q = 0,001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

2.3.7.3 Diámetro de tubería

$$D = 1,548 \left(\frac{n \times Q}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{0,013 \times 0,001}{0,27^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,03 \text{ m}$$

$$D = 1,30 \text{ ''}$$



Se colocará un diámetro de 3 "

2.3.8 CAUDAL DE DISEÑO PARA COLECTOR PRINCIPAL

2.3.8.1 Área tributaria

$$A = 136 \text{ m}^2$$

2.3.8.2 Caudal máximo de aguas lluvias

$$Q = 2,78 \times C \times i \times A$$

$$Q = 2,78 \times 0,75 \times 197,69 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times 0,0136 \text{ ha}$$

$$Q = 5,61 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Q = 0,006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

2.3.8.3 Diámetro de tubería

$$D = 1,548 \left(\frac{n \times Q}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{0,013 \times 0,006}{0,02^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,09 \text{ m}$$

$$D = 3,56 \text{ in}$$

Se coloca un diámetro de 6"

2.3.8.4 Diámetro mínimo de descarga acuerdo al ras 2016.

Se colocará tubería de 200 mm. Como tubería de descarga.



ALCALDÍA DE GIRAROTA

3 Resumen de Datos

DISEÑO DE REDES HIDRAULICAS							
	Dotacion Bruta (l/han/dia)	Poblacion (hab)	Caudal md (l/s)	Caudal MD (l/s)	Caudal MH (l/s)	Diámetro de red externa de bloque (m)	Diametro tuberia (in)
Redes Hidraulicas	66,6667	50,00	0,0386	0,0502	0,0802	0,0080	0,3146
Diametro Acometida	66,6667	50,00	0,0386	0,1003	0,2608	0,0113	0,4449

DISEÑO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.							
Coeficiente de Retorno	Poblacion (hab)	Consumo doméstico (m/s)	Caudal MD (m/s)	Factor de mayoración	Caudal MH (l/s)	Caudal de diseño (m3/s)	Diametro de la tubería (in)
0,85	50	50	0,030	3,874	0,114	0,0015	2,174

RED DE AGUA LLUVIA							
	Coeficiente de escorrentia	Tiempo de entrada (min)	Tiempo de Recorrido (min)	Tiempo de concentracion	Intensidad de precipitacion (L/S/HA)	Caudal de Diseño (m3/s)	Diámetro de tubería (in)
Bajantes de Agua lluvia	0,75	6,777	0,05	6,827	155,184	0,0014	1,30
Colector Principal	0,75	6,777	0,05	6,827	155,184	0,0044	3,25

Daniel C.S.

Daniel Carmona Sierra

1035879531

Ing. Civil