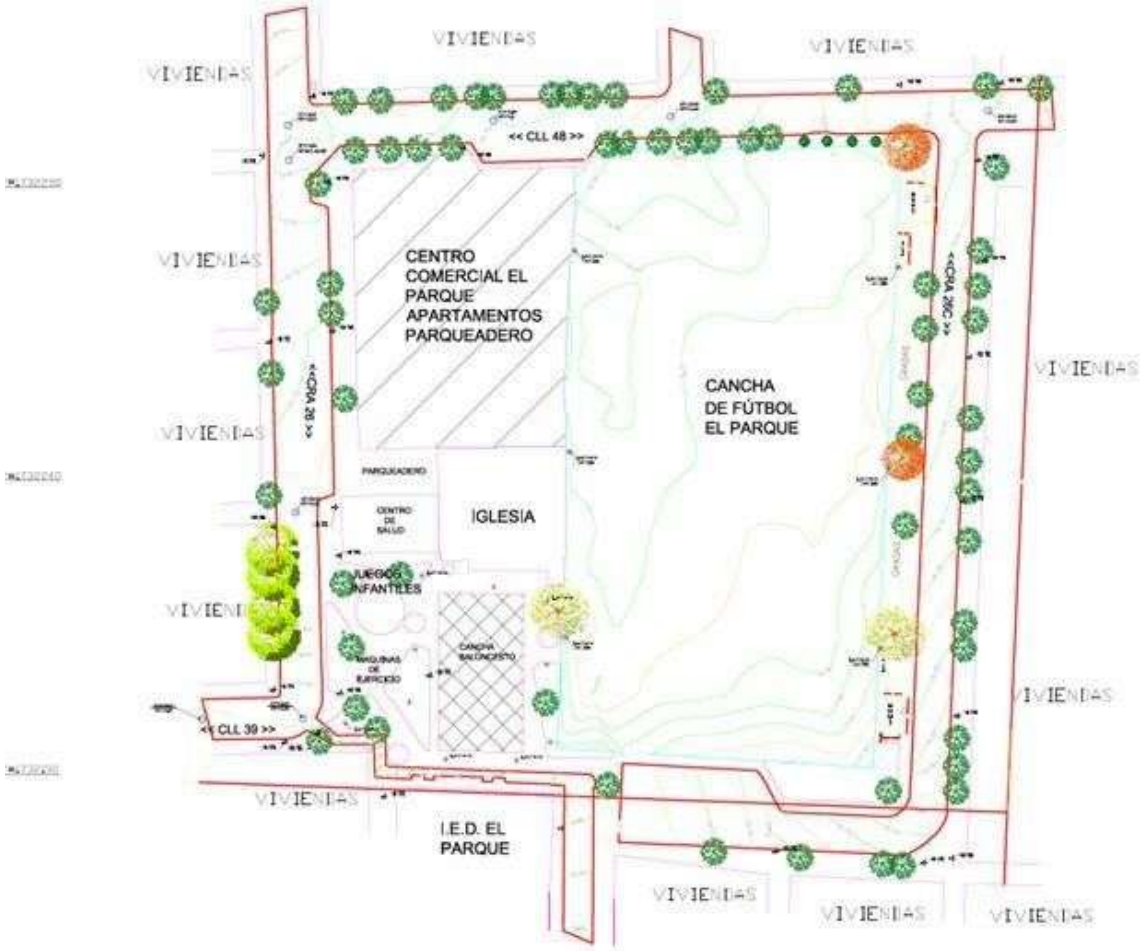
# INFORME HIDROSANITARIO Y PLUVIAL PARA EL MANEJO DE AGUAS DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DEL ESCENARIO RECREODEPORTIVO “EL PARQUE” PARA EL FORTALECIMIENTO DEL DEPORTE Y MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DE VIDA, DISTRITO DE SANTA MARTA".




**SANTA MARTA, FEBRERO DE 2025**

# DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y ALCANCE

El proyecto de “MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DEL ESCENARIO RECREO DEPORTIVO “EL PARQUE” PARA EL FORTALECIMIENTO DEL DEPORTE Y MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DE VIDA, DISTRITO DE SANTA MARTA". se desarrollará en la ciudad de Santa Marta - Distrito turístico, cultural e histórico, ubicada al norte del departamento de Magdalena. Este se ubicará en un lote de 1.23 Ha, aproximadamente, entre las Carreras 26 y 26C, con calles 48 y 53, perteneciente al sector Urbanización El Parque, al sur-oeste de la ciudad.

El barrio El Parque es un sector con alto riesgo de inundación. En este, las aguas confluyen hacia el punto más bajo, correspondiente al sector en el que se desarrollará el proyecto, y al cual llegan las aguas producto de escorrentía pluvial, por drenaje natural (aguas que bajan de los cerros). Sin embargo, su poca capacidad de almacenamiento, debido a su sedimentación (arrastre de finos por escorrentía), sumado a un sistema de bombeo deficiente de estas aguas al río Manzanares y Gaira, de esta manera se pierde capacidad hidráulica, permitiendo que se generen problemas de inundación en todo el sector.

El alcance del presente diseño es la definición de los componentes hidráulicos; agua potable, hidrosanitarios y pluvial del AID del proyecto, incluye levantamiento topográfico y se realiza diseño según convención de niveles dados por el contratante. En ningún caso debe iniciarse construcción sin definir la topografía final del proyecto:

## 1. COMPONENTE AGUA POTABLE

Se identificarán los puntos de demanda del suministro en el proyecto y se diseñarán redes acordes a la demanda, así como los accesorios hidráulicos necesarios para el correcto funcionamiento y manejo.

## 2. COMPONENTE HIDROSANITARIO

Se identificarán en el proyecto los puntos aportantes o áreas de drenaje y caudales generados de aguas servidas y se diseñará la infraestructura necesaria para la eficiente recolección y evacuación de las aguas residuales generadas en el AID del proyecto.

### 3. COMPONENTE PLUVIAL

El diseño pluvial del proyecto comprende la identificación de factores de precipitación y áreas aferentes que tengan incidencia directa sobre el proyecto, esto basado en información secundaria suministrada por el contratante y/o interesados del proyecto. Incluye levantamiento de información primaria. Los niveles topográficos son responsabilidad directa del contratante, por tanto, se asumen como cierto la información suministrada en planos de diseño entregados, el cual se convierte en insumo para el presente diseño.

Se diseñarán las medidas, obras hidráulicas necesarias que garanticen el manejo y evacuación de las aguas de precipitación aferentes. No incluye diseño estructural de las mismas.

## DESARROLLO DEL DISEÑO

### 1. DISEÑO HIDRAULICO RED DE AGUA POTABLE

#### 1.1. Nivel de Complejidad del sistema

Según la clasificación del nivel de complejidad direccionado por el RAS 2000, el proyecto debe diseñarse según criterios de **Complejidad Baja**, al pertenecer a una población de más de 2500 habitantes en zona urbana.

TABLA A.3.1
Asignación del nivel de complejidad

| Nivel de complejidad | Población en la zona urbana [1] (habitantes) | Capacidad económica de los usuarios[2] |
|---|---|---|
| Bajo | < 2500 | Baja |
| Medio | 2501 a 12500 | Baja |
| Medio Alto | 12501 a 60000 | Media |
| Alto | > 60000 | Alta |

**Notas :** (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.
(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

### 1.2. Caudal de Diseño

Para el nivel bajo de complejidad, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (QMH). Por ser uso público e institucional, puede estimarse basados en consumos promedios según datos estadísticos por unidades.

### 1.3. Presiones Red de Distribución

La presión mínima para la red de distribución menor y nivel de complejidad bajo del sistema, debe ser 98,1 Kpa o 10 mca. De acuerdo a tabla B.7.4. RAS 2000.

El valor de la presión máxima tenida en cuenta para el diseño de las redes menores de distribución, para todos los niveles de complejidad del sistema, debe ser de 58,86 kPa (60 mca).

### 1.4. Materiales de Construcción

Para el proyecto y según nivel de complejidad del sistema, el material de construcción de red de distribución interna será PVC, así como sus accesorios codos, tee y demás con sellos mecánicos.

### 1.5. Demanda de agua Potable.

Se calcula la demanda de agua de acuerdo a los usos; así se determinará el gasto por uso público, y el gasto para uso de riego.

CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE USO INSTITUCIONAL CONSUMO HUMANO

| ITEM | DESCRIPCIÓN | APARTOS | UNIDADES DE SUMINISTRO | TOTAL SALIDAS | DOTACION POR UNIDAD DE SUMINISTRO (lts/s) | COEFICIENTE DE SIMULTANIEDAD K1 | FACTOR POR USO PUBLICO | CAUDAL (L/s) | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | |
| 1 | Inodoro | 3 | 3 | 3 | 0,0475 | 0,2100 | 1,0 | 0,09 | |
| 2 | Orinal | 4 | 4 | 4 | 0,0475 | 0,3000 | 1,0 | 0,23 | |
| 3 | Lavamanos | 6 | 5 | 6 | 0,0475 | 0,3500 | 1,0 | 0,50 | |
| 4 | Duchas | 9 | 7 | 9 | 0,0475 | 0,3000 | 1,0 | 0,89 | |
| | SUBTOTAL (L/s) | | | | | | | 1,73 | |
| | CAUDAL ADOPTADO (L/S) | | | | | | | 2,00 | |

CALCULO DE LA DEMANDA DE RIEGO

| ITEM | DESCRIPCIÓN | DOTACION RIEGO (lts/m2/dia) | Área (m2) | Factor Conversión | CAUDAL (L/s) | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Área de riego cancha futbol y setos | 2 | 5000 | 86400 | 0,115 | |
| | SUBTOTAL (L/s) | | | | 0,115 | |
| | CAUDAL ADOPTADO (L/S) | | | | 0,5 | |

**El caudal requerido para los diferentes usos la cancha de futbol es de 2,5 l/s.**

### 1.6. Almacenamiento y Acometida Principal.

Para garantizar el abastecimiento de agua potable, se hace necesario construir tanque de reserva, tomando en cuenta que la continuidad del servicio de suministro del acueducto distrital, presenta problemas debido al déficit del recurso en la ciudad, por tanto no está garantizada.

Se proyecta un tanque de almacenamiento de 5,5mx5,5m, 2m de profundidad útil y 0,3m de borde libre. Para un volumen de almacenamiento de 50m3. Se adopta esta sección con el objeto de minimizar costos del proyecto. Según el gasto proyectado el almacenamiento alcanzará a lo sumo para dos días en caso de falla del suministro de la red; se propone contemplar un suministro alternativo en carro tanques en casos de suspensiones prolongadas.

El diseño estructural y la cuantificación de obra no es del alcance del presente diseño.

**Acometida principal:** Para un caudal de 2,5 l/s y velocidad media de flujo 2m/s en la red se requiere un **diámetro de 2 pulgadas.**

### 1.7. Sistema de distribución / presurización.

Con el fin de garantizar el suministro constante a las áreas de servicio proyectada para el parque y los diferentes usos ya identificados, así mismo tomando el cuenta el nivel de complejidad del proyecto, se utilizará sistema de presurización.

Los sistemas de presurización están divididos por zonas y por usos. De esta manera se logra independizar el funcionamiento de los equipos de bombeo para consumo humano y riego, como se indican en los cuadros resúmenes de cálculos siguientes:

CALCULO DIAMETRO MINIMO DE IMPULSIÓN AGUA POTABLE USO PUBLICO

| ITEM | DESCRIPCIÓN | ECUACIÓN | UNIDAD | RESULTADO | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | CAUDAL A EVACUAR | Q= (Qd)/(% horas de bombeo) | m3/s | 0,0020 | |
| 2 | DIAMETRO INTERNO | Di=K*Q^(1/2) K=1,2 | m | 0,0537 | |
| | DIAMETRO INTERNO | | plg | 2,1128 | |
| | DIAMETRO INTERNO COMERCIAL SUPERIOR | | plg | 2 | |
| 3 | VELOCIDAD IMPULSIÓN | V= (Q/Ai) Ai= (3,14*D^2)/4 | m/s | 1,02 | Rango (1 m/s - 3 m/s) está dentro del rango de velocidades. |
| 4 | DIAMETRO INTERNO ADOPTADO | | plg | **2** | Se adopta un diámetro de 2" |
| 5 | VELOCIDAD DE IMPULSIÓN | V= (Q/Ai) Ai= (3,14*D^2)/4 | m/s | **1,02** | Cumple con Rango de Velocidad |

**CALCULO DIAMETRO MINIMO DE IMPULSIÓN AGUA POTABLE RIEGO**

| ITEM | DESCRIPCIÓN | ECUACIÓN | UNIDAD | RESULTADO | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | CAUDAL A EVACUAR | Q= (Qd)/(% horas de bombeo) | m3/s | 0,0005 | |
| 2 | DIAMETRO INTERNO | Di=K*Q^(1/2) K=1,2 | m | 0,0268 | |
| | DIAMETRO INTERNO | | plg | 1,0564 | |
| | DIAMETRO INTERNO COMERCIAL SUPERIOR | | plg | 1 | |
| 3 | VELOCIDAD IMPULSIÓN | V= (Q/Ai) Ai= (3,14*D^2)/4 | m/s | 1,02 | Rango (1 m/s - 3 m/s) cumple. Se |
| 4 | DIAMETRO INTERNO ADOPTADO | | plg | 1 | Se adopta un diametro de 1" |
| 5 | VELOCIDAD DE IMPULSIÓN | V= (Q/Ai) Ai= (3,14*D^2)/4 | m/s | 1,02 | Cumple con Rango de Velocidad |

**CALCULO PERDIDAS (HDT) AGUA POTABLE USO PUBLICO**

| ITEM | DESCRIPCIÓN | LONGITUD EQUIVALENTE | CANTIDAD (mts) | PERDIDA UNITARIA (m/m) | PERDIDA TOTAL (mts) |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| 1 | ALTURA ESTATICA DE LA BOMBA | | 3 | | 3 |
| 2 | ALTURA DINAMICA DE SUCCIÓN | | | | |
| 2.1 | LONG TUBERIA | | 6 | 0,1180 | 0,71 |
| 2.2 | PERDIDA POR ACCESORIOS | | | | |
| 2.2.1 | Válvula de pie con Coladera | 4,49 | 1 | | 4,49 |
| 2.2.2 | Codo 90 | 0,37 | 2 | | 0,74 |
| 2.2.3 | Unión Universal | 1,1 | 1 | | 1,10 |
| 2.2.4 | Reducción excentrica | 0,11 | 1 | | 0,11 |
| | TOTAL ALTURA DINAMICA DE SUCCIÓN | | | | 7,15 |
| | | | | | |
| 3 | ALTURA DINAMICA DE IMPULSIÓN | | | | |
| 3.1 | LONG TUBERIA | | | | |
| 3.1.1 | LONG TUBERIA HD/HF | | 5 | 0,2120 | 1,06 |
| 3.1.2 | LONG TUBERIA PVC | | 75 | 0,1180 | 8,85 |
| 3.2 | PERDIDA POR ACCESORIOS | | | | |
| 3.1.1 | Ampliación concéntrica | 0,21 | 1 | | 0,21 |
| 3.1.2 | Unión Universal | 1,1 | 1 | | 1,10 |
| 3.1.3 | Valvula de cierre compuerta | 0,13 | 1 | | 0,13 |
| 3.1.4 | Codo 90 | 0,37 | 6 | | 2,22 |
| 3.1.5 | (2) Codo 45 | 0,26 | 2 | | 0,52 |
| 3.1.6 | Valvula cheque | 2,99 | 2 | | 5,98 |
| | TOTAL ALTURA DINAMICA DE IMPULSIÓN | | | | 20,07 |
| | | | | | |
| | HDT CALCULADO | | | | 30,22 |
| | HDT ADOPTADO | | | | 30 |


GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Calle 15 No. 3 - 67, Comuna 2, Oficina 303
Infraestructura@santamarta.gov.co
(+57) 3127012961

| ITEM | DESCRIPCIÓN | LONGITUD EQUIVALENTE | CANTIDAD (mts) | PERDIDA UNITARIA (m/m) | PERDIDA TOTAL (mts) |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| 1 | ALTURA ESTATICA DE LA BOMBA | | 3 | | 3 |
| 2 | ALTURA DINAMICA DE SUCCIÓN | | | | |
| 2.1 | LONG TUBERIA | | 6 | 0,1180 | 0,71 |
| 2.2 | PERDIDA POR ACCESORIOS | | | | |
| 2.2. 1 | Válvula de pie con Coladera | 4,49 | 1 | | 4,49 |
| 2.2. 2 | Codo 90 | 0,37 | 2 | | 0,74 |
| 2.2. 3 | Unión Universal | 1,1 | 1 | | 1,10 |
| 2.2. 4 | Reducción excéntrica | 0,11 | 1 | | 0,11 |
| | TOTAL ALTURA DINAMICA DE SUCCIÓN | | | | 7,15 |
| | | | | | |
| 3 | ALTURA DINAMICA DE IMPULSIÓN | | | | |
| 3.1 | LONG TUBERIA | | | | |
| 3.1. 1 | LONG TUBERIA HD/HF | | 5 | 0,2120 | 1,06 |
| 3.1. 2 | LONG TUBERIA PVC | | 160 | 0,1180 | 18,88 |
| 3.2 | PERDIDA POR ACCESORIOS | | | | |
| 3.1. 1 | Ampliación concéntrica | 0,21 | 1 | | 0,21 |
| 3.1.2 | Unión Universal | 1,1 | 1 | | 1,10 |
| 3.1. 3 | Válvula de cierre compuerta | 0,13 | 1 | | 0,13 |
| 3.1. 4 | Codo 90 | 0,37 | 6 | | 2,22 |
| 3.1. 5 | (2) Codo 45 | 0,26 | 2 | | 0,52 |
| 3.1. 6 | Válvula cheque | 2,99 | 2 | | 5,98 |
| | TOTAL ALTURA DINAMICA DE IMPULSIÓN | | | | 30,10 |
| | | | | | |
| | HDT CALCULADO | | | | 40,25 |
| | HDT ADOPTADO | | | | 45 |


GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Calle 15 No. 3 - 67, Comuna 2, Oficina 303
Infraestructura@santamarta.gov.co
(+57) 3127012961

## CALCULO POTENCIA DE LAS BOMBAS AGUA POTABLE USO PUBLICO

| ITEM | DESCRIPCIÓN | ECUACIÓN | UNIDAD | RESULTADO | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | DATOS DE ENTRADA | | | | |
| 1.1 | CAUDAL Q | | L/S | 2,0000 | |
| 1.2 | DENSIDAD ESPECIFICA AGUA | | Kg/L | 1 | |
| 1.3 | HDT | | mts | 30 | |
| 1.4 | EFICIENCIA DE TRABAJO BOMBA (n) | | % | 0,6 | |
| | | | | | |
| 2 | POTENCIA DE LA BOMBA (Pb) | Pb= (Q*densidad*HDT)/76n | HP | 1,31579 | |
| | POTENCIA DE LA BOMBA (Pb) ADOPTADA | | HP | 1,5 | |
| 3 | POTENCIA DEL MOTOR | Pm= 1,5 Pb | HP | 2,3 | La potencia del motor se proyecta 1,5 veces la potencia requerida por la bomba para evitar su calentamiento y tener en cuenta las perdidas mecánicas de transmisión de energia. |
| 3.1 | POTENCIA DEL MOTOR DOPTADA | | HP | 2,0 | |

## CALCULO POTENCIA DE LAS BOMBAS AGUA POTABLE RIEGO ZONA

| ITEM | DESCRIPCIÓN | ECUACIÓN | UNIDAD | RESULTADO | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | DATOS DE ENTRADA | | | | |
| 1.1 | CAUDAL Q | | L/S | 0,5000 | |
| 1.2 | DENSIDAD ESPECIFICA AGUA | | Kg/L | 1 | |
| 1.3 | HDT | | mts | 45 | |
| 1.4 | EFICIENCIA DE TRABAJO BOMBA (n) | | % | 0,6 | |
| | | | | | |
| 2 | POTENCIA DE LA BOMBA (Pb) | Pb= (Q*densidad*HDT)/76n | HP | 0,49342 | |
| | POTENCIA DE LA BOMBA (Pb) ADOPTADA | | HP | 1,0 | |
| 3 | POTENCIA DEL MOTOR | Pm= 1,5 Pb | HP | 1,5 | La potencia del motor se proyecta 1,5 veces la potencia requerida por la bomba para evitar su calentamiento y tener en cuenta las perdidas mecánicas de transmisión de Energia. |
| 3.1 | POTENCIA DEL MOTOR DOPTADA | | HP | 1,5 | |


GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Calle 15 No. 3 - 67, Comuna 2, Oficina 303
Infraestructura@santamarta.gov.co
(+57) 3127012961

| POTENCIA DE LAS BOMBAS AGUA POTABLE RIEGO | |
|---|---|
| **PARAMETRO** | **DESCRIPCIÓN** |
| NUMERO DE BOMBAS | 2 |
| TIPO | CENTRIFUGA, ELECTRICA SUCCIÓN NEGATIVA |
| CAUDAL | 0,5 L/S |
| HDT | 45m |
| NPSH DISPONIBLE | 7.1 m |
| DIAMETRO SUCCIÓN | 1 pulgadas |
| DIAMETRO DE IMPULSIÓN | 1 pulgadas |
| POTENCIA BOMBA | 1 |
| POTENCIA DEL MOTOR | 1,5 |
| FASES | 3 |

**CARACTERISTICA DE LAS BOMBAS AGUA POTABLE USO PUBLICO**

| PARAMETRO | DESCRIPCIÓN |
|---|---|
| NUMERO DE BOMBAS | 2 |
| TIPO | CENTRIFUGA, ELECTRICA SUCCIÓN NEGATIVA |
| CAUDAL | 2 L/S |
| HDT | 30m |
| NPSH DISPONIBLE | 7.1 m |
| DIAMETRO SUCCIÓN | 2 pulgadas |
| DIAMETRO DE IMPULSIÓN | 2 pulgadas |
| POTENCIA BOMBA | 1,5 HP |
| POTENCIA DEL MOTOR | 2 HP |
| FASES | 3 |

**CALCULO TANQUE HIDRONEUMATICO RIEGO**

| ITEM | DESCRIPCIÓN | ECUACIÓN | UNIDAD | RESULTADO | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | DATOS DE ENTRADA | | | | |
| 1.1 | CAUDAL Q | | Gal/min | 7,89 | |
| 1.2 | RANGO DE PRESIÓN | | psi | 20 - 40 | |
| 1.3 | | 25%Q | Gal/min | 1,97 | |
| 1.4 | Tiempo Mínimo (T) | | min | 2 | |
| 1.5 | Factor de Presión (F) | | | 2,73 | |
| | | | | | |
| 2 | VOLUMEN DEL TANQUE | | | | |
| 2.1 | Q medio | Qmed= (Qon + Q of)/2 | Gal/min | 4,93 | |
| 2.2 | Volumen de Regulación (VR) | VR=(Qmed x T)/4 | Gal | 2,47 | 10 Lts aproximadamente para 50 ciclos maximo. |
| 2.3 | Volumen del Tanque (VT) | VT= F x VR | Gal | 6,74 | 26 Lts aproximadamente. |
| | | | | | |
| | VOLUMEN DEL TANQUE ADOPTADO | | LTS | 30 lts | |
| | | | | | |


GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Calle 15 No. 3 - 67, Comuna 2, Oficina 303
Infraestructura@santamarta.gov.co
(+57) 3127012961

### 1.8. Distancia Mínima a la Red de Alcantarillado Sanitario.

En todos los cruces de las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable con tuberías del sistema de alcantarillado, los conductos de la red de distribución deben ir por encima de las tuberías de aguas negras. En todo caso deben estar distanciada horizontalmente 1,5m y verticalmente por encima 0,5m.

### 1.9. Profundidad Mínima.

La profundidad mínima a la cual deben colocarse las tuberías de la red de distribución no debe ser menor que 1.0 m medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno. Sin embargo, para el caso puntual del presente proyecto urbanístico, se permite instalarla entre 0,6 y 1,0m de profundidad, debido a que el transito es exclusivamente peatonal.

### 1.10. Accesorios.

**Válvulas:** Con el fin de aislar el sector de la red matriz de agua potable para futuros mantenimientos, se ubicarán válvulas de corte HF - EL Ø4" presión 100 psi, en los puntos de conexión de la red de la cual se deriva, así mismo se dispondrá válvulas de corte en los puntos de suministro del hidrante. Se dotarán de su respectiva caja en concreto u tapa en acero.

**Acometidas:** Las acometidas se recomiendan instalarse con derivación de 4” a 2”, con tubería de PVC, válvula de corte. Las especificaciones del medidor deberán ser dada por el prestador del servicio público con el fin de hacerla compatible con las exigencias de operación del sistema de acueducto. En todo caso la acometida debe constar de los siguientes elementos:

- Unión de empalme entre la acometida y la tubería de distribución, pudiendo ser ésta una silla, galápago, collar de derivación o registro de incorporación.
- Tubería en el diámetro recomendado.
- Registro de corte (válvula de corte).
- Medidor domiciliario de consumo de agua.

- Caja de andén o caja de pared para proteger el medidor y el registro de corte. Desde esta caja hacia adentro se inicia la instalación interna.
- Válvula de cheque en caso de posibilidad de contra flujo

## 2. RED EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES

### 2.1. Consideraciones de Diseño

Para el proyecto se tomará en cuenta el aportante directo de aguas residuales, los cuales se integrarán con soluciones individuales y colectivas de recolección y evacuación. Los aportantes identificados están centrados en áreas de atención como islas y locales comerciales de verduras, frutas, carnes.

Se propone crear una red interna de recolección y transporte de aguas servidas de cada punto de atención y zonas de baños hasta la caja de inspección más cercana y que según su profundidad permita la evacuación hacia él. Los diámetros varían entre 2 pulgadas los salientes de cada aparato sanitario, 4 pulgadas para otros aparatos y tramos iniciales menores, 6 pulgadas para los colectores internos que reciben mayor número de aportantes quien colecta y para el transporte todo el caudal generado hacia la caja de inspección del sistema de alcantarillado distrital.

### 2.2. Selección del sistema de alcantarillado

Debido a que la integración urbanística comprenderá el manejo por separado de aguas lluvias, se plantea la selección del sistema de recolección y evacuación convencional. En este sentido el alcantarillado será de tipo sanitario.

## 3. DISEÑO PLUVIAL

El manejo de aguas lluvias, se realizará mediante intersección de la misma sobre los extremos de la cubierta tipo, con colectores canales que conducen hacia los bajantes localizados en los puntos que se indican en planos.

En el diseño de la cancha de futbol se contempló la reutilización del agua mediante un sistema de filtración que conducen las aguas a un primer y segundo registro, posteriormente hacia el tanque de almacenamiento de agua, que se usara a su vez para suministro y riego.

Se proyecta un límite máximo en el nivel del tanque subterráneo que se piensa implementar por lo que en su diseño tiene un salida de escape para evitar el caso saturación y entrega a los pozos/cajas de inspección de aguas lluvias, que finalmente son conducidas a los canales perimetrales existentes.

### 3.1. Redes Aguas Lluvias Cancha de Futbol

Los diseños se ajustan a los requisitos exigidos en el RAS-2000 Titulo D Sistemas de Recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. A continuación, se presentan los parámetros generales de diseño.

Tipo de tubería: PVC

Coeficiente de rugosidad: n = 0.010 Tuberías PVC
Régimen de flujo: Subcrítico y supercrítico
Velocidad mínima: 1.0 m/s

Velocidad máxima: 10.0 m/s

Ecuación de cálculo: Formula de Manning
Método de cálculo: Método Racional

**Caudal de diseño para aguas lluvias**:

La estimación del caudal de diseño se hará utilizando el método racional. El método racional permite definir el caudal pico máximo de aguas lluvias 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 escorrentía. Para los diseños

se utilizará el sistema Internacional de Medidas (SI), el cual es de obligatorio cumplimiento en el Territorio Nacional, según Decreto No. 2416 de 1971. El cálculo del caudal se hace de acuerdo con la ecuación

$$Q = CiA$$

Donde, Q, descarga estimada en un sitio determinado en litros por segundo
C, Coeficiente de Escorrentía
I, Intensidad de la lluvia, en litros por segundo por hectárea, para una duración igual al tiempo de concentración de la hoya y para el período de retorno determinado
A, Área de drenaje en hectáreas
Este método supone que, si sobre un área determinada cayese una precipitación de intensidad uniforme en el tiempo y en el espacio, llegará un momento en que la cantidad de agua que cae equivale a la que sale del área, siempre y cuando esta sea impermeable.
El tiempo en el cual se alcanza la equivalencia es el denominado tiempo de concentración tc. Aún en el caso de que el área fuese totalmente impermeable, existirán pérdidas por Evaporación y almacenamiento en depresiones, por ello el coeficiente de escorrentía C ajusta la relación entre el volumen precipitado por unidad de tiempo IA, al volumen escurrido por unidad de tiempo, es decir, C es una relación de escurrimiento – precipitación.

**Intensidad de lluvia:**

Con el fin de establecer los valores de intensidad de la lluvia en el sector se tomó la información del Ideam, estableciéndose las siguientes características climatológicas en la región.

Temperatura media: 27.4 grados centígrados

Precipitación máxima en 24 horas: 130.6 mm
Precipitación media anual: 663 mm
Humedad relativa: 67%

Para Colombia se propone el método de VARGAS M.R., DÍAZ-GRANADOS O.M., Universidad de los Andes, “Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia”, Santafé de Bogotá, 1998. En dicho 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 que es la más sencilla de utilizar.

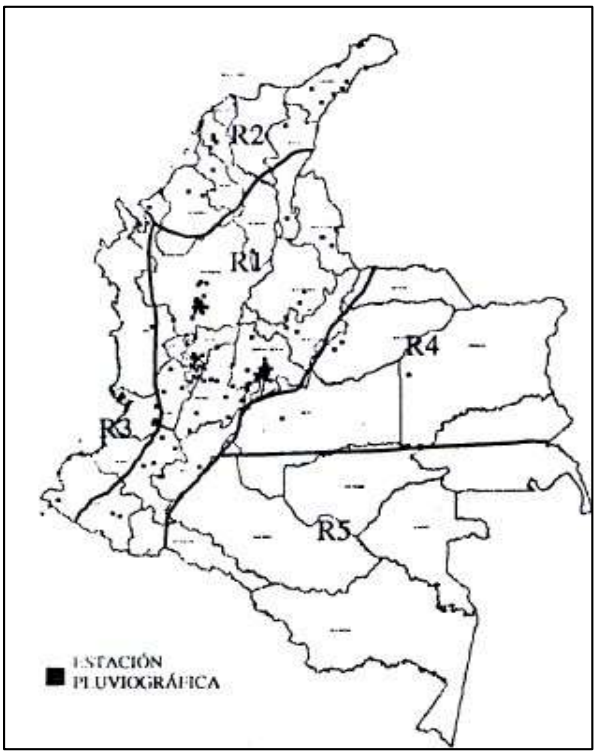
La expresión resultante está dada por:

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

Dónde:

I: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).
T: Periodo de retorno, en años.
M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual
t: Duración de la lluvia, en minutos (min).
a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión.

Estos parámetros fueron regionalizados en cinco regiones que se muestran en la siguiente figura:




**Regionalización para la Obtención de los parámetros de las curvas IDF**

Fuente: manual de obras de drenaje – Invias

Los parámetros para cada región se muestran en la siguiente tabla:

**Parámetros de las curvas IDF para cada Región**

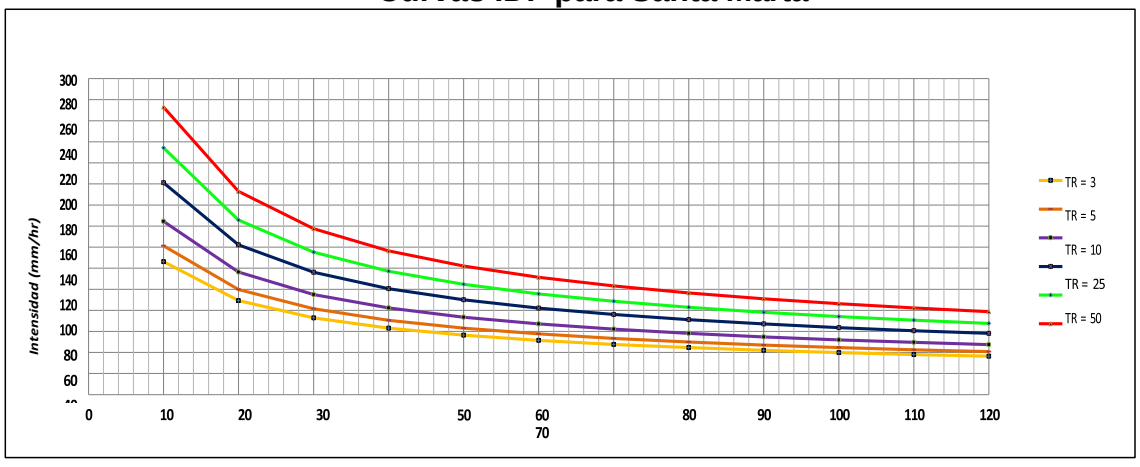
| REGIÓN | a | b | c | d |
|---|---|---|---|---|
| Andina (R1) | 0.94 | 0.18 | 0.66 | 0.83 |
| Caribe (R2) | 24.85 | 0.22 | 0.50 | 0.10 |
| Pacífico (R3) | 13.92 | 0.19 | 0.58 | 0.20 |
| Orinoquía (R4) | 5.53 | 0.17 | 0.63 | 0.42 |

El parámetro precipitación media máxima a nivel medio mensual multianual en un tiempo de 24 horas reportada corresponde a 130.6 m.m. De acuerdo con lo anterior la curva IDF para la estación 15015040 Universidad tecnológica del Magdalena, en Santa Marta se tabula en la siguiente tabla:

## Curvas IDF para Santa Marta

| Duración (min) | Intensidad (mm/hr) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 |
| 10 | 126.17 | 141.18 | 164.44 | 201.16 | 234.30 | 272.90 |
| 20 | 89.22 | 99.83 | 116.27 | 142.24 | 165.67 | 192.97 |
| 30 | 72.85 | 81.51 | 94.94 | 116.14 | 135.27 | 157.56 |
| 40 | 63.09 | 70.59 | 82.22 | 100.58 | 117.15 | 136.45 |
| 50 | 56.43 | 63.14 | 73.54 | 89.96 | 104.78 | 122.04 |
| 60 | 51.51 | 57.64 | 67.13 | 82.12 | 95.65 | 111.41 |
| 70 | 47.69 | 53.36 | 62.15 | 76.03 | 88.56 | 103.14 |
| 80 | 44.61 | 49.91 | 58.14 | 71.12 | 82.84 | 96.48 |
| 90 | 42.06 | 47.06 | 54.81 | 67.05 | 78.10 | 90.97 |
| 100 | 39.90 | 44.64 | 52.00 | 63.61 | 74.09 | 86.30 |
| 110 | 38.04 | 42.57 | 49.58 | 60.65 | 70.64 | 82.28 |
| 120 | 36.42 | 40.75 | 47.47 | 58.07 | 67.64 | 78.78 |

## Curvas IDF para Santa Marta




Fuente: El consultor

Para el diseño de aguas lluvias se asume una intensidad máxima de 126.17 mm/h, correspondiente a un periodo de retorno de 3 años y un tiempo mínimo de concentración de 10 minutos.

Período de retorno de diseño: El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio. Para efectos de diseño, el período de retorno o la frecuencia del aguacero de diseño se seleccionarán de acuerdo con los siguientes criterios establecidos en la tabla D.2.4 del RAS-2000.

Tramos de alcantarillado con áreas tributarias hasta de 2 hectáreas, localizados en las zonas de los cerros o en zonas donde la pendiente longitudinal de las vías sea mayor del 1%. Tr = 2 años. En el caso de utilizar tuberías, la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno debe ser igual o menor a uno. En el caso de utilizar box culvert, la lámina de agua no debe superar el 90% de la altura interna del Box culvert.

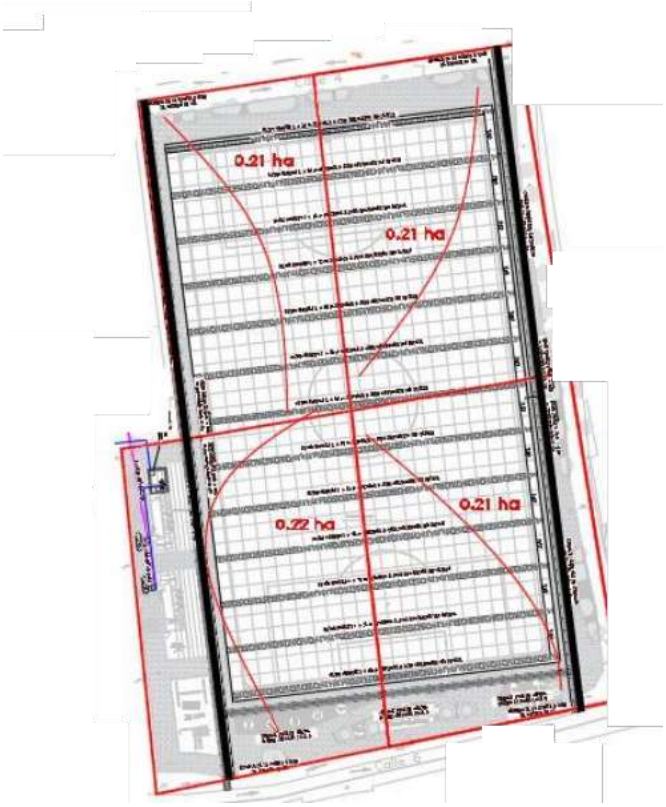
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias hasta de 10 hectáreas, localizadas en las zonas bajas o en las zonas donde la pendiente longitudinal de las vías se menor del 1%. Tr = 5 años. En el caso de utilizar tuberías, la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno debe ser igual o menor a uno. Para Box culvert, la lámina de agua no debe superar el 90% de la altura interna del Box culvert.

Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha. Tr = 5 años. En el caso de utilizar tuberías, la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno debe ser igual o menor a uno. La lámina de agua no debe superar el 90% de la altura interna del Box culvert. Se utilizará un Tr = 10 años en canales abiertos que drenan áreas mayores a 10 Ha y menores de 1000 Ha. Se considera una reducción en el cálculo de la intensidad de la lluvia para áreas de drenaje entre 50 y 100 Ha

aplicado un factor de reducción de 0.99 según lo establecido en la tabla D.4.4 del RAS-2000.

Área de drenaje: Dentro del proceso de diseño se deberá establecer el sentido del escurrimiento superficial en las diferentes calles y demás vías vehiculares y peatonales del área de estudio, así como la ubicación de los puntos de entrada a las vías, del escurrimiento proveniente de zonas verdes o de áreas por edificar. Con base en esta información la extensión y el tipo del área tributaria se deberán determinar para cada tramo por diseñar, incluyendo en el área aferente, el área propia del tramo en consideración. En el esquema se muestra el sentido general de drenaje identificado de acuerdo con la topografía del predio.

**Áreas de drenaje para el predio**




Coeficiente de escorrentía: El Coeficiente de Escorrentía está en función del tipo de suelo, de la impermeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y de otros

factores que determinan la fracción de lluvias que se convierte en escorrentía. Se tomarán los siguientes valores, establecidos en la tabla D.4.6 del RAS 2000.

| Tipo de Áreas | Coeficiente |
|---|---|
| Desarrollos residenciales multifamiliares con Bloques contiguos y zonas duras entre ellos: | 0.75 |

Para el sector, el área de drenaje total sobre el predio corresponde a 0.78 Ha, el coeficiente de escorrentía para todo el sector se elige de 0.75.

Tiempo de concentración: Es el tiempo requerido, después del comienzo de la lluvia, para que la escorrentía superficial de toda la hoya tributaria contribuya en el punto en consideración. El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales será de 10 minutos para pozos iniciales.

Concepto de cálculo: Toda obra hidráulica de conducción de agua (Redes, cunetas, canaletas, etc.) se diseñará a flujo libre por gravedad. El procedimiento de cálculo se basará en suponer que el flujo es uniforme en el conducto y como tal el análisis se hará utilizando la fórmula de Manning

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

Dónde:

| | |
|---|---|
| n | coeficiente de rugosidad de Manning |
| R | Radio hidráulico en metros |
| S | pendiente de la línea de energía en metros por metros |
| V | Velocidad media en metros por segundo |

Se requiere que el flujo libre y uniforme en los colectores sea estable, para lo cual el Número de Froude será menor de 0.90 o mayor de 1.10.

Coeficiente de rugosidad de Manning: Se usarán en el proyecto los valores indicados en el siguiente cuadro condensados de los valores indicados en la tabla D.2.2 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning y drenaje de aguas lluvias. Título D.2 – Redes de Colectores. Reglamento del sector de agua potable y saneamiento básico RAS-2000.

**Tabla No. 1. Coeficientes de rugosidad de Manning, Canales y cunetas**

| Forma y materia | n de Manning |
|---|---|
| Tubería de Cloruro de Polivinilo | 0.010 |
| Canales, Canaletas o cunetas en concreto simple o reforzado: | |
| Acabado a la vista | 0.015 |
| Sin acabado especial en la superficie | 0.017 |
| Canales, canaletas o cunetas revestidos en ladrillo | 0.017 |
| Canales, canaletas o cunetas revestidas con piedra pegada | 0.025 |
| Canales , canaletas o cunetas en tierra | 0.040 |

Fuente: RAS 2000

Velocidad mínima y velocidad máxima: La velocidad mínima admisible a tubo lleno será de 0.75 metros por segundo. La Velocidad máxima será función del material de la tubería y se usaran en el proyecto los valores indicados en la siguiente tabla de este informe.

**Bajantes de aguas lluvias**

Las cubiertas drenaran sobre las zonas verdes, sin embargo, existen dos terrazas que se drenarán mediante sifones y bajantes a la red exterior de aguas lluvias.

Para estas áreas se utiliza el método racional con los siguientes valores:

C = Coeficiente de escorrentía = 0.9
I = Intensidad de la lluvia en = l/m²/s
A = Área de drenaje.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tiempo de concentración | = | 10 min | Tr = | 5 años |
| Intensidad de la lluvia | = | 0.0349 l/m²/s (126.17 mm/h) | | |
| Área de drenaje por bajante | = | 103 m2 | | |
| Caudal máximo por la bajante | = | 3.59 l/s | | |

El diámetro del colector final (Bajante vertical) está dado por la siguiente relación:

$$Q = 1.74\ D^{(8/3)}\ R^{(5/3),}$$

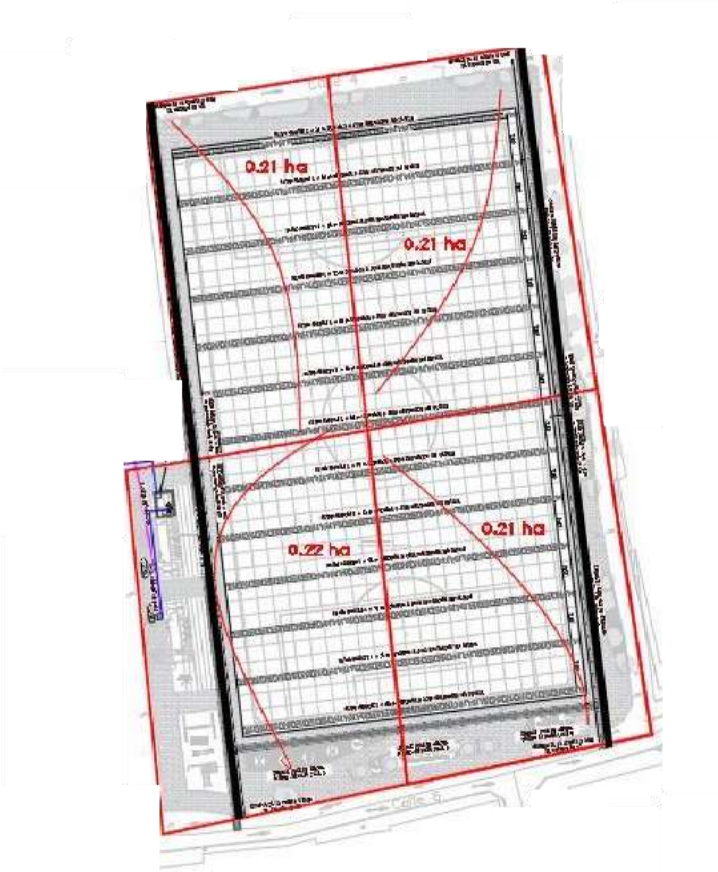
En donde

Q = Es el caudal de la tubería en l/s
D = Es el diámetro de la tubería en pulgadas
R = Es la relación entre la corona circular de flujo y el diámetro de la tubería. Esta relación es de 7/24 como máximo valor recomendado.

El caudal máximo para una bajante de 4”, se estima entonces en 9.0 l/s, valor superior al caudal calculado por lo cual se adopta para las bajantes de aguas lluvias en el coliseo. Nota: Las bajantes cubrirán de la cubierta si se van a colocar un área hasta de 100 m2, colocando dos bajantes como mínimo por cada bloque del edificio y descargándolas a la vía.

**Canales de recolección**

Se tendrán canales de recolección para drenar las aguas de escorrentía del predio, la cuales se muestran en la figura.




**Cunetas de drenaje para el predio**

La cuneta lateral drenará un área (0.21 ha) y será la que se utilice para evacuar las aguas lluvias, saldrá a nivel de la vía drenando desde el centro de la cancha hacia las calles. Las limitaciones de pendiente determinarán la dimensión final de la canaleta la cual se dimensiona para un Tr de 3 años como se indicó anteriormente.

De esta forma el caudal de diseño es:

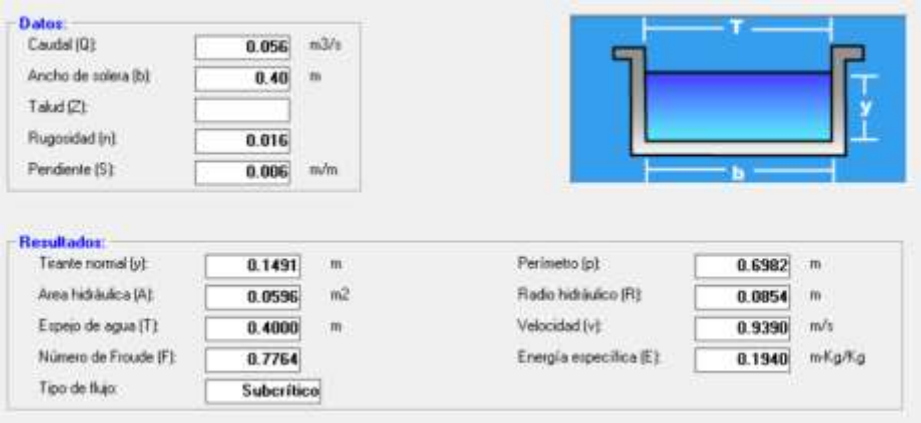
Q = 0.75 * 2.77 (l.h/mm.s.ha)*126.17 (mm/h)*0.21 (ha) = 56 l/s

Las canales tienen disponible una caída de 10 cm desde el inicio en el centro de la cancha hasta la descarga a la altura de la vía. Dada la pequeña pendiente

disponible, el ancho de la canaleta definirá la capacidad de transporte para el Tr de retorno de diseño.

La evaluación de esta canaleta se presenta en la siguiente figura:

**Canales principales de drenaje**



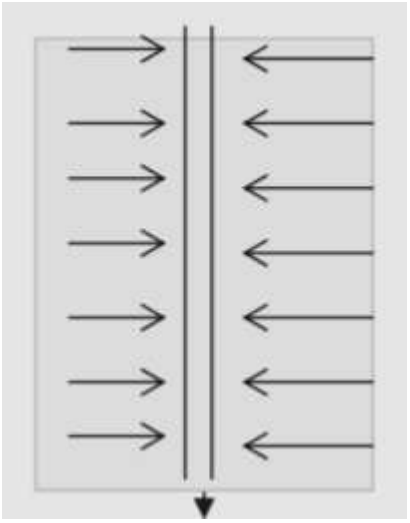

Fuente: H Canales

De lo anterior puede establecerse que las canales tendrán un desarrollo entre 10 y 20 cm de profundidad y requieren un ancho de 0.40 m para drenar a escorrentía superficial a la calle.

**Drenaje de la Cancha de Futbol**

Se tienen en cuanta la propuesta para drenaje de campos deportivos de Coldeportes, el cual se muestra en la figura. Se plantea un drenaje tipo rejilla teniendo en cuenta que no se desaguará superficialmente y las aguas drenadas se infiltrarán en el suelo.

**Drenaje cancha de Futbol**



Fuente. www.coldeportes.gov.co

Para las condiciones dadas se diseña el drenaje utilizando el software Geosoft de Pavco®, que permite el dimensionamiento de sistemas de drenaje utilizado los siguientes parámetros:

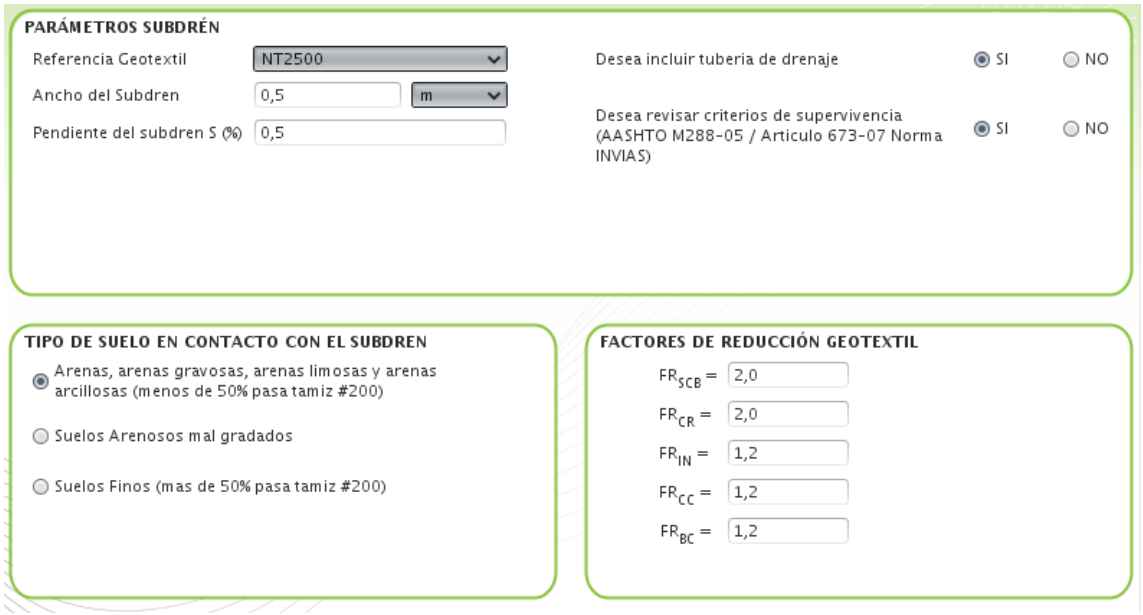
Intensidad Máxima para un periodo de retorno de 3 años: 126.17 mm/h

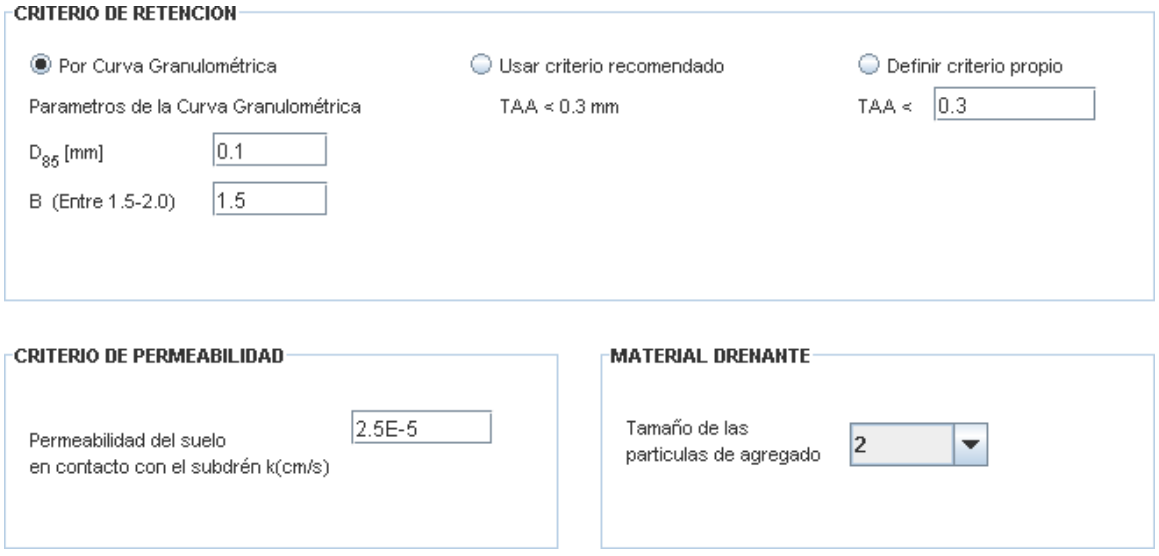
Aferencia para el cálculo del filtro: b = 13.00 (Distancia entre filtros).

Cálculo de caudales:

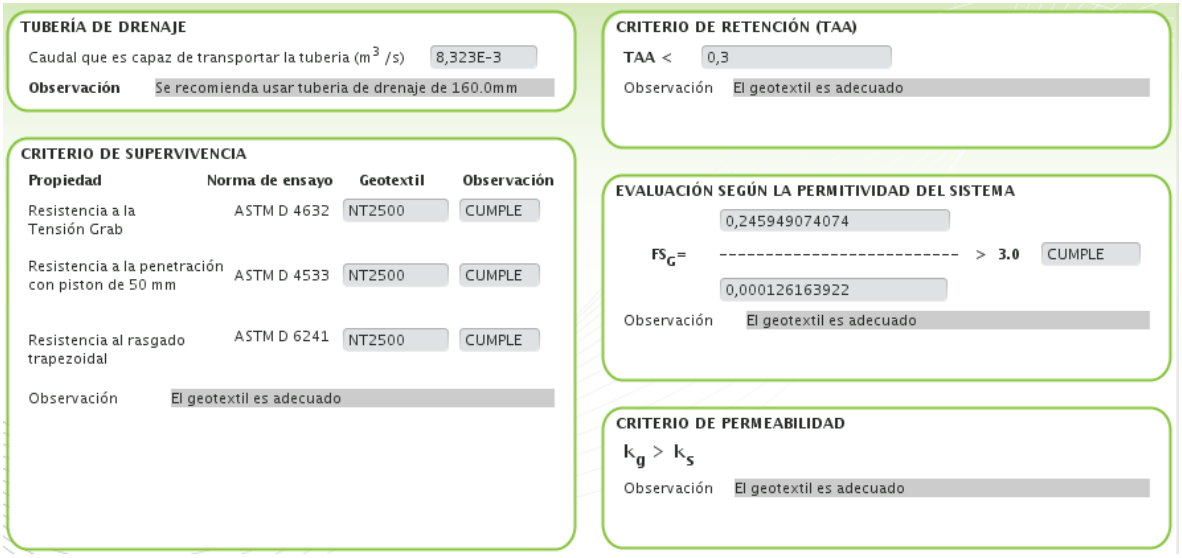


Selección del tipo de subdren



Resultado de la evaluación



**TUBERÍA DE DRENAJE**

Caudal que es capaz de transportar la tuberia ($m^3$ /s): 8,323E-3

**Observación**: Se recomienda usar tuberia de drenaje de 160.0mm

**CRITERIO DE SUPERVIVENCIA**

| Propiedad | Norma de ensayo | Geotextil | Observación |
|---|---|---|---|
| Resistencia a la Tensión Grab | ASTM D 4632 | NT2500 | CUMPLE |
| Resistencia a la penetración con piston de 50 mm | ASTM D 4533 | NT2500 | CUMPLE |
| Resistencia al rasgado trapezoidal | ASTM D 6241 | NT2500 | CUMPLE |

Observación: El geotextil es adecuado

**CRITERIO DE RETENCIÓN (TAA)**

TAA < 0,3

Observación: El geotextil es adecuado

**EVALUACIÓN SEGÚN LA PERMITIVIDAD DEL SISTEMA**

$FS_G$ = 0,245949074074 / 0,000126163922 > 3.0 CUMPLE

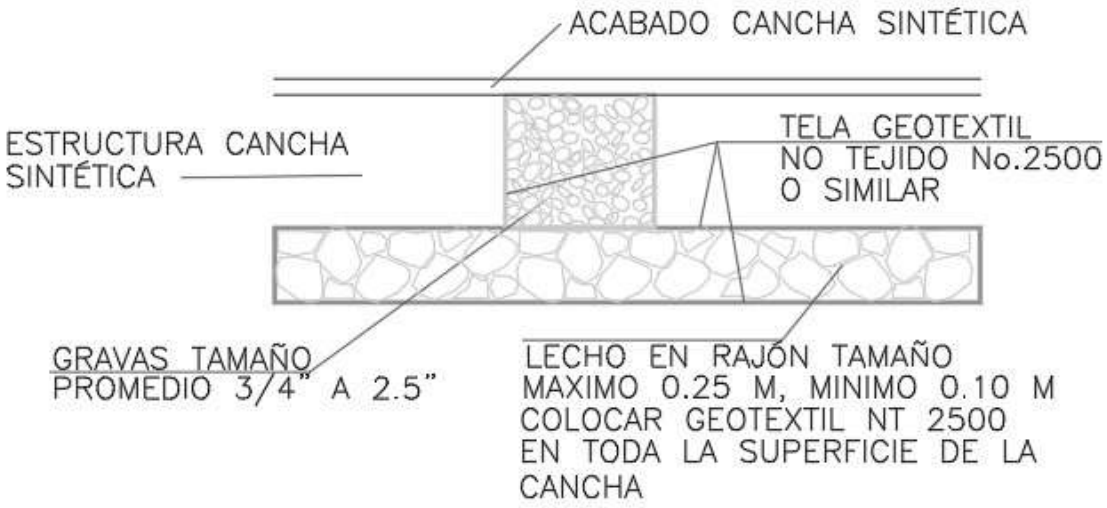
Observación: El geotextil es adecuado

**CRITERIO DE PERMEABILIDAD**

$k_g > k_s$

Observación: El geotextil es adecuado

Los drenajes finalmente serán deberán ser infiltrados en el terreno natural para lo cual se propone el mejoramiento del drenaje mediante la construcción de una cama en rajón de 0.25 m alto recubierta en geotextil arriba y abajo que permita el drenaje de la escorrentía superficial y su infiltración directa al suelo de fundación.




Los drenajes finalmente serán deberán ser infiltrados en el terreno natural para lo cual se propone el mejoramiento del drenaje mediante la construcción de una cama en rajón de 0.40 m alto recubierta en geotextil arriba y abajo que permita el drenaje de la escorrentía superficial y su infiltración directa al suelo de fundación.

Evaluación de caudal de infiltración:

Caudal máximo de escorrentía: 7.62 x $10^{-3}$ m3/s
Duración del aguacero: 2 horas
Volumen a infiltrar: 54.86 m3
Área de la cancha: 5600 m2
Espesor del lecho de infiltración: 0.10 m.
Se adopta un espesor mínimo para infiltración de 0.25 m.

Este espesor de rajon teniendo en cuenta una relación de vacion del 50%, asegura un almacenamiento en el rajon de 5600 m2 x 0.25 m x 0.50 = 700 m3, que supera ampliamiente el aguacero medio de diseño. (700 m3 >>54.86 m3).

## 4. CONSIDERSCIONES GENERALES PARA EL MANEJO DE AGUAS

- Se debe adoptar un sistema de conducción de aguas tipo canales, para darle manejo a las aguas provenientes de los canales que atraviesan el lote.
- Las redes de servicio que se proyecten se construirán en PVC y su conexión con las primarias será realizada de acuerdo a la normatividad existente.
- Se recomienda especial cuidado en la colocación de las tuberías por donde circulen aguas (negras y blancas), principalmente en lo referente a juntas, a fin de prevenir filtraciones.
- Se cuidará que el recorrido de tuberías por el interior de las obras proyectadas sea el menor posible y antes de ponerlas en funcionamiento se realizaran pruebas de verificación.
- Las tuberías estarán apoyadas a la mayor profundidad posible y serán aisladas del terreno arcilloso por un colchón de material seleccionado.
- En las obras proyectadas y sus alrededores, se deben construir eficientes sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias o de cualquier naturaleza.
- La zona debe ser acondicionada con pendientes apropiadas y las estructuras deben contar con andenes generosos que reduzcan el potencial de infiltración de aguas.
- La cota de la subrasante o el nivel terminado de la cancha de futbol debe estar por encima de la cota del nivel del pavimento permitiendo un mejor desagüe para las aguas que confluyan en el área, y además debe ir acompañado de un buen manejo de pendientes.

CARLOS MARIO MARULANDA LARA

M.P. 08202-341421

Ingeniero Civil