

DISEÑO DE DISTRITOS DE RIEGO EN LAS VEREDAS DE SAN ANTONIO,
MUNICIPIO DE GUITARILLA, VILLA DEL SUR, MUNICIPIO DE OSPINA

GIOVANI ALEXANDER LOZA ROSERO

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO

2001

DISEÑO DE DISTRITOS DE RIEGO EN LAS VEREDAS DE SAN ANTONIO,
MUNICIPIO DE GUAITARILLA, VILLA DEL SUR, MUNICIPIO DE OSPINA

GIOVANI ALEXANDER LOZA ROSERO

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director

ALEXIS GUERRERO P.
Ingeniero Agrónomo

Codirector

JAIME CASTILLO
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2001

TABLA DE CONTENIDO

	Pág
INTRODUCCION	8
1- DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO DE "SAN ANTONIO" GUAITARILLA	9
1.1 ASPECTOS GENERALES	9
1.1.1 Localización	9
1.1.2 Extensión y limites	9
1.1.3 Usuarios	9
1.1.4 Métodos de financiación	10
1.1.4.1 Incentivo de CORPOTRIGO	10
1.1.4.2 Recursos propios del agricultor	10
1.1.4.3 Convenio	12
1.2 CLIMATOLOGIA	12
1.2.1 Localización de la estación.	12
1.2.2 Precipitación	12
1.2.3 Evaporación	14
1.2.4 Temperatura	14
1.2.5 Humedad Relativa	14
1.2.6 Brillo solar	14
1.2.7 Velocidad del viento	14
1.3 PARAMETROS DE RIEGO	20
1.3.1 Propiedades hidrofísicas del suelo	20
1.3.2 Lamina de agua aprovechable	21
1.3.3 Lamina de agua neta	21
1.3.4 Lamina bruta o total de riego	22
1.3.5 Uso Consuntivo	22
1.3.6 Balance hídrico	22
1.3.7 Necesidades de riego	24
1.3.8 Modulo de riego	24
1.3.9 Selección del aspersor	27

1.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	28
1.4.1 Planimetría	28
1.4.2 Altimetría	28
1.5 CAUDAL A DERIVAR	28
1.6 DISEÑO HIDRAULICO	29
1.6.1 Esquema General	29
1.6.1.1 Caudal de diseño	29
1.6.1.2 Componentes del sistema	29
1.6.1.2.1 Bocatoma	29
1.6.1.2.2 Reservorios	30
1.6.1.2.3 Red de distribución	30
1.6.1.2.4 Alas de Riego	30
1.6.2 Diseño de la captación	30
1.6.3 Diseño del tanque de bocatoma	30
1.6.4 Diseño de los Reservorios	31
1.6.4.1 Diseño reservorio No. 1	32
1.6.4.2 Diseño reservorio No. 2	32
1.6.4.3 Diseño reservorio No. 3	32
1.6.5 Diseño de la red de distribución	39
1.7 OBRAS DE PROTECCION Y CONTROL	45
1.8 DESPIECE	46
1.9 PRESUPUESTO GENERAL DE GASTOS	49
2- DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO DE “VILLA DEL SUR OSPINA”	55
2.1 ASPECTOS GENERALES	55
2.1.1 Localización	55
2.1.2 Extensión y limites	55
2.1.3 Usuarios	55
2.1.4 Métodos de financiación.	57
2.2 CLIMATOLOGIA	58
2.2.1 Localización de la estación.	58
2.2.2 Precipitación	58
2.2.3 Evaporación	58
2.2.4 Temperatura	58
2.2.5 Velocidad del viento	58

2.2.6	Humedad relativa	63
2.2.7	Brillo solar	63
2.3	PARAMETROS DE RIEGO	66
2.3.1	Propiedades hidrofísicas del suelo	66
2.3.2	Lamina de agua aprovechable	67
2.3.3	Lamina de agua neta	67
2.3.4	Lamina bruta o total de riego	68
2.3.5	Uso consuntivo	68
2.3.6	Balance hídrico	68
2.3.7	Necesidades de riego	71
2.3.8	Modulo de riego	71
2.3.9	Selección del aspersor	73
2.4	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	74
2.4.1	Planimetría	74
2.4.2	Altimetría	74
2.5	CAUDAL A DERIVAR	74
2.6	DISEÑO HIDRAULICO	75
2.6.1	Esquema general	75
2.6.1.1	Caudal de diseño	75
2.6.1.2	Componentes del sistema	75
2.6.1.2.1	Bocatoma	75
2.6.1.2.2	Conducción transvase	75
2.6.1.2.3	Aducción	75
2.6.1.2.4	Desarenador	75
2.6.1.2.5	Conducción principal	76
2.6.1.2.6	Red de distribución	76
2.6.1.2.7	Alas de Riego	76
2.6.2	Diseño de la Bocatoma No. 1	76
2.6.3	Diseño de la Bocatoma No. 2	83
2.6.4	Diseño de la aducción	90
2.6.5	Diseño de la conducción transvase	92
2.6.6	Diseño del desarenador	96
2.6.7	Diseño de la conducción principal y red de distribución.	101
2.7	OBRAS DE PROTECCIÓN Y CONTROL	115

2.7.1	Cámaras de quiebre	115
2.7.2	Ventosas y purga	115
2.8	DESPIECE	116
2.9	PRESUPUESTO GENERAL	120
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		127
BIBLIOGRAFIA		128
ANEXOS		129

INTRODUCCION

El presente trabajo busca la implementación del sistema de riego a pequeña escala, con la posibilidad de modificar los calendarios agrícolas tradicionales, determinados por la estacionalidad climática; con el fin de que haya mayor eficiencia de los recursos económicos, tecnológicos y humanos involucrados en el proceso productivo agrícola, como consecuencia incremento en la productividad y producción.

La Corporación para la modernización y/o diversificación del cultivo de Trigo (CORPOTRIGO), viene adelantando proyectos de desarrollo rural al campesino; ofreciéndole las tecnologías apropiadas para dichos efectos, sin embargo en estas zonas el recurso hídrico esta presente pero mal distribuido, lo cual impide que el agricultor por sus escasos recursos económicos y conocimientos respecto a las tecnologías apropiadas no haya implementado un sistema de riego, que favorezca una mayor y mejor producción de cultivos propios del clima que caracteriza el sector.

1. DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO SAN ANTONIO – GUAITARILLA

1.1 ASPECTOS GENERALES

1.1.1 Localización

El municipio de Guaitarilla se localiza aproximadamente a 74 kilómetros al sur occidente de la capital del Departamento de Nariño, con latitud norte 01° 08' 00" y longitud oeste 77° 33' 23" . Su altura sobre el nivel del mar es de 2650 m, la temperatura media de 14grados centígrados, una precipitación anual 1140 milímetros.

1.1.2 Extensión y límites

El área municipal es de 131 kilómetros cuadrados. Limita por el norte con Samaniego, Ancuya, y Consacá, por el sur con Imues y Providencia, por el oriente con Consaca y Yacuanquer y por el occidente con Túquerres y Providencia. La cabecera municipal es la población que lleva el mismo nombre y pertenecen a este municipio las inspecciones de Ahumada, Ales, Buenos Aires, La Esperanza, La Victoria, San Nicolás, Girardoth, Cumag y San Alejandro, y las veredas de Motilón, Cabuyo, Cienega, El Cid, San José, Guaramuez, San Antonio, San Germán, San Francisco Bajo, San Francisco Alto, Cuatro Esquinas, Villa Nueva, La Cocha, el Naranjo, Inga y Yunguito.

1.1.3 Usuarios

San Antonio, en Guaitarilla, esta compuesta por nueve familias, dedicados a la

explotación agrícola, la vereda posee suelos de buena calidad, pero por el hecho de carecer de agua los meses de junio, julio, agosto y parte de septiembre, la producción de los cultivos se reduce considerablemente y los agricultores deben esperar la época de lluvias para empezar a producir nuevamente, subutilizando el potencial de sus parcelas

CORPOTRIGO y la Alcaldía Municipal consientes de esta realidad se ha propuesto la construcción del sistema de Riego de pequeña escala “San Antonio”,

Las siguientes son las familias beneficiadas con este proyecto:

Omaira Legarda

Erlinto Chamorro

José Araujo

Miguel Torres.

Lucas Melo.

Jesús Chamorro.

Efraín Ortiz

1.1.4 Métodos de financiación

1.1.4.1 Incentivo de CORPOTRIGO

Este depende del número de hectáreas a diversificar, el costo por hectárea diversificada es el equivalente a cuatrocientos mil pesos (\$400.000), los cuales se entregan en materiales destinados a la construcción del Sistema de Riego.

1.1.4.2 Recursos propios de agricultor

La mano de obra será costeadada directamente por el usuario del sistema de riego lo cual facilitará la construcción.

1.1.4.3 Convenio

CORPOTRIGO y la Alcaldía Municipal se han propuesto tanto la construcción del sistema de riego de pequeña escala "San Antonio". Para eso se realizara un convenio para aportar los recursos necesarios.

1.2 CLIMATOLOGIA

Para el análisis pluviométrico del área del proyecto, se recopiló la información disponible en la estación de bombona, ubicada en el municipio de Consaca, las características de esta estación son: (Ver anexo 1)

1.2.1 Localización de la estación

Esta ubicado en el municipio de Consaca en la vereda de Bombona.

Altura = 1493 msnm.

Corriente = Guaitarilla.

Aunque la estación de bombona no pertenece al Municipio de Guaitarilla, es la que posee información climatológica más cercana al área del proyecto.

(Ver anexo No. 1)

1.2.2 Precipitación

De los registros de la estación Bombona de los últimos años; se observa que mes más lluvioso es Diciembre con 131.5 mm y el mes seco es agosto con 18,7 mm.

(Ver Gráfica 1)

1.2.3 Evaporación

Se presenta un máximo en el mes de Julio con un valor de 216.9 mm mensuales y un valor mínimo que ocurre en el mes de abril con 72.1 mm mensuales. (Ver gráfico 2)

1.2.4 Temperatura

Se presenta en el mes de agosto la mayor temperatura con 21.3 °C y la mínima en el mes de diciembre con 19.4⁰ C (Ver gráfico 3)

1.2.5. Velocidad del viento

La velocidad del viento se mantiene durante el año entre 3 km./mes y 8119km/m, incrementándose durante los meses de julio. (Ver gráfica 4)

1.2.6. Humedad relativa

La humedad relativa promedio mensual es 79% presentando su valor mínimo en el mes de agosto.(Ver gráfica 5)

1.2.7 Brillo solar:

El brillo solar tiene un valor promedio mensual de 142.13 horas/mes. El mes con mayor brillo solar es agosto y el de menor brillo solar es octubre. (Ver gráfica 6)

1.3 PARAMETROS DE RIEGO

Para el diseño de un sistema de riego por aspersión liviana, se realizó los cálculos matemáticos que a continuación se describen:

1.3.1. Propiedades hidrofísicas del suelo

TEXTURA: Es la proporción relativa en que se encuentran los diferentes tipos de partículas individuales basándose en el reconocimiento de características organolépticas (que pueden ser percibidas por uno o varios sentidos).

CAPACIDAD DE CAMPO: Cantidad de agua expresada en porcentaje de suelo seco, es decir que el suelo tiene inmediatamente después que a drenado el agua superflua.

PUNTO DE MARCHITES: Es una referencia estandarizada del contenido de agua en un suelo al cual la planta no puede acceder por la alta tensión con la que es retenida, llegando al marchitamiento definitivo.

DENSIDAD APARENTE: Es el peso por unidad de volumen de suelo en un arreglo natural, es decir sin alterar su estructura y porosidad.

PROFUNDIDAD RADICULAR: Profundidad a la cual se encuentra en 80% del peso total de las raíces.

INFILTRACION BASICA: Es la penetración vertical del agua desde la superficie y a través de horizontes superficiales del suelo. Este parámetro servirá para el chequeo de la pluviometría del aspersor que se instalará en el proyecto.

Para la determinación de los anteriores parámetros se hizo un estudio de suelos en el campo por apreciación directa al tacto, observando su estabilidad al

humedecerlo, su comportamiento al moldearlo, la velocidad de absorber agua y su poder manchador; realizado por un asesor de CORPOTRIGO, con experiencia en estudio de suelos para el diseño de sistemas de riego en la zona triguera del departamento de Nariño, como por ejemplo: Sistema de riego "Cumag" municipio de Guaitarilla, sistema de riego sector "La Cruz" municipio de Espino, Sistema de riego " San Germán" municipio de Guaitarilla, entre otros.

Basándose en la tabla de Hasen e Israelsen "resumen de las propiedades físicas del suelo", en la cual se presentan las principales propiedades físicas e hidrodinámicas en relación con la textura del suelo. ((Ver Anexo 2)

El resultado del estudio fue el siguiente:

El suelo tienen una textura ARENOSA con capacidad de campo de 9.5%, punto de marchites 4.5%, densidad aparente 1.65gr/cc, profundidad radicular 40 cm e infiltración básica de 50 mm/hora.

1.3.2 Lamina de agua aprovechable

Expresa la lamina de agua que un suelo puede almacenar entre los límites de capacidad de campo y punto de marchitamiento permanente, a la profundidad radicular efectiva del cultivo estudiado

$$LAA = ((CC - PM) \cdot DA \cdot PR) / 100 = 3.3 \text{ cm.}$$

1.3.3 Lamina de agua neta

Es la cantidad de agua aprovechable del suelo, teniendo en cuenta el nivel de reposición o porcentaje de agotamiento del agua aprovechable.

$$LN = (LAA \cdot NR) / 100 = 14.44 \text{ mm}$$

1.3.4 Lamina bruta o total de riego

Expresa la cantidad de agua en exceso que debe aplicarse para compensar las pérdidas por escorrentía, evaporación, arrastre por viento y percolación.

$$LB = LN/ ER = 20.68 \text{ mm}$$

1.3.5 Uso consuntivo

Para el cálculo del uso consuntivo se tomó el factor de cultivo crítico K_c como el mayor valor registrado en el cultivo de frijol durante las fases de crecimiento, para humedad reducida y viento fuerte.

1.3.6 Balance hídrico

Con base en los registros de evaporación media mensual multianual de la estación Bombona, se realizó el cálculo de la evapotranspiración por el método del evaporímetro, que consiste en la aplicación de un valor a la evaporación medida en el tanque clase A.

$$ETP \text{ (mm/mes)} = K_{\text{tanque}} \cdot \text{evaporación mm/mes}$$

El valor del coeficiente K_{tanque} será igual a 0.75. La precipitación mensual será el promedio mensual multianual de la estación Bombona para un 80% de probabilidad. Con los registros anteriores, se compara la evaporación con la precipitación y el almacenamiento de agua en el suelo para obtener un balance hídrico (Ver cuadro 1)

Para los periodos de enero a mayo y octubre a diciembre se tiene periodos húmedos, en el mes de junio se presenta un periodo seco por presentar las mayores ETP y menores precipitaciones efectivas por lo cual es indispensable la calendarización de los cultivos para evitar que las épocas de mayor demanda de

agua del cultivo durante su fase de crecimiento este en este periodo.

(Ver gráfico 7)

1.3.7 Necesidades de riego

Tomando como precipitación efectiva la precipitación promedio mensual multianual de la estación Bombona para un nivel de probabilidad del 80% y el cultivo crítico de frijol, se establece la necesidad crítica del sistema (Ver cuadro 2)

Se encontró que la evaporación crítica tiene un valor de 3,35 mm/día para el mes de septiembre y la evapotranspiración del cultivo fue 4mm/día.

1.3.8. Modulo de riego:

Para el mes critico se necesita diseñar un sistema capaz de captar, conducir y distribuir un módulo de riego de 0.47 lps.

1.3.9 Selección del aspersor

Para su selección se recurrió a los catálogos comerciantes examinando los modelos que cumplan con los requerimientos del cultivo y condiciones del trabajo. (Anexo 3)

Demanda de riego (agosto)	92.7 mm
Demanda Máxima diaria	3.09 mm
Profundidad radicular	40 cm
% reposición NR	30%
Eficiencia ER	70%
Lámina neta LN	14,48 mm
Lámina Bruta LB	20,68 mm
Intervalo de riego	5 días
Ciclo de riego	4.43 días
Aspersor	50/35 4 x 2.5
Caudal	1.62 m ³ /h
Presión	40 mca
D Húmedo	28.00 m
Espaciamiento	16.8 m
Area útil húmeda	282.24 m ²
Pluvimetría	5.74 mm/h
Intensidad lluvia	2,63 mm/h < 50mm/h
Tiempo por posición	3.60 h
Número de posiciones parcela	37.43 pos
Posiciones día	8 pos
Area rejada por aspersor	2.257,92 m ²
Area rejada por día	2.000 m ²
Número de aspersores	1

1.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

1.4.1 Planimetría

Se realizo los levantamientos topográficos de todos los componentes del sistema como captación, red de distribución, tanque de carga.

Se realizó también el levantamiento del área a regar, localizando en cada predio los hidrantes, la red de distribución; se levanto con equipos de precisión estacando cada 20 metros. El anexo 4 muestra las carteras correspondientes.

1.4.2 Altimetría

La nivelación de los componentes del sistema se hizo con nivel depresición de acuerdo al observado de la planimetría. El anexo 5 muestras las carteras correspondientes.

1.5 CAUDAL A DERIVAR

El caudal de este sistema tendrá dos fuentes, una de ellas será el; rebose de la cajilla de derivación del acueducto de San Alejandro, medido su caudal se obtuvo 2 LPS, esta fuente se la propuso como alternativa ya que en la zona son escasas de fuentes de abastecimiento, cercanas y con posibilidad de ser adecuada en el aspecto técnico para el proyecto.

La segunda fuente es un manantial del cual se deriva el caudal para el acueducto de "San Antonio" el aforo de esta dio como resultado 1.5 LPS. Por lo cual el caudal dota disponible para el sistema será 3.5 LPS.

En cuanto a las propiedades de esta fuente de abastecimiento, se hizo un análisis de turbiedad y color de forma visual y se aceptó para el diseño.

1.6 DISEÑO HIDRAULICO

1.6.1 Esquema general

1.6.1.1 Caudal de diseño

Se optó por las dos fuentes de abastecimiento de 2.0 Lps y 1.5 Lps respectivamente.

El caudal por hectárea a regar será 0.5 Lps. El caudal de diseño será 3.5 Lps para la tubería de conducción principal.

El caudal de 3.5 Lps será utilizado para llenar los reservorios, del sistema de riego, para el almacenamiento y posterior utilización en épocas de mayor demanda de riego de los cultivos, por tanto este caudal no surtirá de manera directa a los componentes del sistema, primero llegará a los reservorios y de estos se alimentaron los hidrantes y alas de riego.

1.6.1.2 Componentes del sistema

El sistema constará de lo siguiente:

1.6.1.2.1 Bocatoma

- Cajilla de captación de rebose del acueducto de San Alejandro la cual deriva un caudal de 2 LPS.
- Bocatoma de manantial la cual deriva un caudal de 1.5 LPS

1.6.1.2.2 Reservorios

Se proyecta la construcción de 3 reservorios con las siguientes capacidades de almacenamiento.

Reservorio No.1

Ubicado en predios de Efraín Ortiz

Reservorio No.2

Ubicado en predios de Lucas Melo

Reservorio No. 3

Ubicado en predios de Miguel Torres

1.6.1. 2.3 Red de distribución

La constituye una distribución principal, el Ramal No.1 y un sub ramal 1-1

1.6.1.2.5 Alas de riego

Se selecciono el aspersor NAAN 5035 4*2.5

1.6.2 Diseño de bocatoma

Para la captación del caudal de rebose del acueducto de San Alejandro se construirá una cajilla sencilla de dimensiones 0.80 x 0.80 y profundidad de 1 metro. Con un accesorio de limpieza en la parte inferior de esta para efectos de limpieza de sedimentos.

La captación de la segunda fuente se construirá una captación de manantial con lecho filtrante, que derivara a una cajilla donde se unirá el caudal de la cajilla de captación del rebose del acueducto de San Alejandro y el caudal del manantial, para derivar un caudal total de 3.5 LPS con salida en tubería de 2" de diámetro.

1.6.3 Diseño de reservorios

Se proyecta la construcción de tres pequeños reservorios, para la sincronización de la oferta frente a la época en que el agua se requiere; debido a que las fuentes de abastecimiento no ofrecen durante todo el año la misma cantidad de agua, además el caudal del manantial también es utilizado para alimentar el acueducto de esta vereda. Por lo cual las fuentes de abastecimiento no alimentaran de manera directa y eficiente el sistema de riego.

El balance hídrico de la zona (ver tabla 2) servirá para el dimensionamiento de los reservorios relacionando las necesidades de riego y su duración.

Para una demanda de agua del 92.7 mm/mes para el mes de julio se tiene :

$$Q \text{ Necesario} = 927 \text{ m}^3 / \text{mes} / \text{hect.}$$

$$Q \text{ fuente} = 3.5 \text{ LPS} = 9072 \text{ m}^3/\text{mes}$$

Para un área de 3 hectáreas

$$Q \text{ Necesario} = 927 \text{ m}^3/\text{mes}/ \text{hect.} \times 3 \text{ hect.} = 2781 \text{ m}^3$$

Se necesita almacenar un volumen de 2781 m³ por lo cual se diseñó 3 reservorios con un volumen total de 3200 m³ para efectos de evaporación e infiltración.

Considerando los volúmenes que se manejan, conviene realizar el mayor control posible de las pérdidas por infiltración y evaporación. Lo primero se logra con el uso de revestimiento plástico como polietileno. Para el segundo, la forma geométrica del reservorio influye de manera importante en la cantidad de agua evaporada directamente desde la superficie por lo cual es conveniente adoptar formas que maximisen la relación Volumen almacenado/ área del espejo de agua.

Por razones de estabilidad los taludes de los reservorios tendrán una pendiente 1:1 con respecto a la horizontal y su forma geométrica será tronco piramidal invertida.

1.6.3.1 Reservoirio No. 1

Esta ubicado en predios del señor Efraín Ortiz, tiene una capacidad de almacenamiento de 700m^3 , sus dimensiones y cotas se muestran en los gráficos 8 y 8-A.

1.6.3.2 Reservoirio No. 2

Esta ubicado en predios del señor Lucas Melo, tiene una capacidad de almacenamiento de $1284,5\text{ m}^3$, sus dimensiones y cotas se muestran en los gráficos 9 y 9-A

1.6.3.3 Reservoirio No. 3

Esta ubicado en predios del señor Miguel Torres, tiene una capacidad de almacenamiento de $1284,5\text{ m}^3$, sus dimensiones y cotas se muestran en los gráficos 10 y 10-A

1.6.4 Diseño de la red de distribución

Este diseño se efectuó por el método de Hansen – Williams, con tubería PVC para diferentes RDE. Los resultados se resumen a continuación.

1.7 OBRAS DE PROTECCION Y CONTROL

1.7.1 Cámara de quiebre

Debido a que la topografía del terreno presenta un tramo con gran pendiente, se presenta una sobre presión en la línea de conducción. Para evitar este problema de diseño una cámara de quiebre de presión en la abscisa $K0 = 440$ de la conducción principal, con dimensiones: $L = 0.50$ m, $a = 0.50$ m, $h = 0.40$ m, pared del vertedero 0.10 m.

1.7.2 Ventosas y purgas

Sobre la línea de conducción se a dispuesto de ventosas y purgas en todos los puntos en los cuales por topografía se necesita expulsión e inyección de aire y evacuación de lodos respectivamente.

Los accesorios estarán protegidos por cajillas, los cuales disponen de tapa metálica con su respectivo candado.

Las dimensiones de la cajilla para ventosas y purgas serán:

Largo = 0.50 m

Ancho = 0.50 m

Profundidad = 0.60 m

Espesor de paredes = 0.10 m

Las ventosas se ubicaran en las siguientes abscisas de la conducción principal

Ventosa # 1	$K0 + 300$
Ventosa # 2	$K0 + 780$
Ventosa # 3	$K1 + 100$
Ventosa # 4	$K0 + 220$ (Ramal 1)

Las purgas se ubicaran en las siguientes abscisas de la conducción principal:

Purga # 1	K0 + 750
Purga # 2	K1 + 320

1.8 DESPIECE

La cantidad de tubería y accesorios se resumen a continuación.

1.9 PRESUPUESTO GENERAL DE GASTOS

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO DE VILLA DEL SUR – OSPINA

2.1 ASPECTOS GENERALES

2.1.1 Localización

El municipio de Ospina se encuentra localizado aproximadamente a 85km al sur occidente de la ciudad de San Juan de Pasto. Con una latitud de 01° 03' 45" y longitud oeste 77° 34' 09" Su altura sobre el nivel del mar es de 2850 metros. La temperatura es de 12 C. La precipitación media anual es de 1020 milímetros.

2.1.2 Extensión y límites

Su área municipal es de 66 kilómetros cuadrados. La mayor parte de su territorio es montañoso por pertenecer al sistema andino. Forman parte de este municipio los corregimientos de: Cunchila y San Isidro y las veredas de Cuadquirán, La Florida, San José, Villa del Sur, Gavilanes, Las Mercedes, Nariño, San Antonio, San Miguel, San Vicente y el Manzano.

2.1.3 Usuarios

Luego de visitar esta vereda y de dar a conocer el proyecto se conforma grupo de usuarios así:

1. Gabriel Villota
2. Luz Toro
3. Rosario Paredes
4. Jorge Morales

5. Luis Artemio Rosales
6. Nelly Morales
7. Abelardo Córdoba
8. Zoilo Córdoba
9. José Emesio Sánchez
10. Fidel Rosales
11. Miguel Benavides
12. Esperanza López
13. Miguel López
14. Luciano Morales
15. José Córdoba
16. Otoniel Morales
17. Libardo Córdoba
18. Pedro Morales
19. Bayardo López
20. José Eudoro Paredes

Ramal No. 1

Servio Morales

José Tulio Noguera

Florentino Morales

Nestor Benavides

Sofonias Morales

2.1.4 Métodos de financiación

Serán los mencionados numerales 1.1.4.1 y 1.1.4.2.

2.2 CLIMATOLOGIA

2.2.1 Localización de la estación

Para este análisis se recopiló información de la estación el paraíso, ubicado en el municipio de Túquerres. Esta estación es la más cercana al área del proyecto.

(Ver anexo 6)

2.2.2. Precipitación

Es el que aparece con la mayor precipitación media mensual multianual con 119.1 mm. Los meses de menor precipitación corresponde a julio, agosto, con un valor mínimo de 28 mm en el mes de agosto. (Ver gráfico 11)

2.2.3 Evaporación

Se observa que el mayor valor se presenta en el mes de septiembre con 84,7 mm y el mínimos el mes de febrero con 66.2 mm. (Ver gráfico 12)

2.2.4 Temperatura

El valor máximo se presenta en el mes de marzo con 11.4 y la mínima en el mes de agosto con 10.2 grados centígrados. (Ver gráfico 13)

2.2.5 Velocidad del viento

Se observa que la mayor velocidad. (Ver gráfico 14)

2.2.6. Humedad relativa

Los valores medios indican permanece en un nivel estable, siendo el mínima en el mes de septiembre con el 84% y la máxima en 87%. (Ver gráfico 15)

2.2.7 Brillo solar

Observamos que el mes de julio es el que presenta un mayor número de horas solares igual a 136,5 horas/ mes. (Ver gráfico 16)

2.3 PARAMETROS DE RIEGO

Para el diseño de un sistema de riego por aspersión liviana, se realizó los cálculos matemáticos que a continuación se describen:

2.3.1. Propiedades hidrofísicas de los suelos

TEXTURA: Es la proporción relativa en que se encuentran los diferentes tipos de partículas individuales basándose en el reconocimiento de características organolépticas (que pueden ser percibidas por uno o varios sentidos).

CAPACIDAD DE CAMPO: Cantidad de agua expresada en porcentaje de suelo seco, es decir que el suelo tiene inmediatamente después que a drenado el agua superflua.

PUNTO DE MARCHITES: Es una referencia estandarizada del contenido de agua en un suelo al cual la planta no puede acceder por la alta tensión con la que es retenida, llegando al marchitamiento definitivo.

DENSIDAD APARENTE: Es el peso por unidad de volumen de suelo en un arreglo natural, es decir sin alterar su estructura y porosidad.

PROFUNDIDAD RADICULAR: Profundidad a la cual se encuentra en 80% del peso total de las raíces.

INFILTRACION BASICA: Es la penetración vertical del agua desde la superficie y a través de horizontes superficiales del suelo. Este parámetro servirá para el chequeo de la pluviometría del aspersor que se instalará en el proyecto.

Para la determinación de los anteriores parámetros se hizo un estudio de suelos en el campo por apreciación directa al tacto, observando su estabilidad al

humedecerlo, su comportamiento al moldearlo, la velocidad de absorber agua y su poder manchador; realizado por un asesor de CORPOTRIGO, con experiencia en estudio de suelos para el diseño de sistemas de riego en la zona triguera del departamento de Nariño, como por ejemplo: Sistema de riego "Cumag" municipio de Guaitarilla, sistema de riego sector "La Cruz" municipio de Espino, Sistema de riego " San Germen" municipio de Guaitarilla, entre otros.

Basándose en la tabla de Hansen Eisraelsen "resumen de las propiedades físicas del suelo", en la cual se presentan las principales propiedades físicas e hidrodinámicas en relación con la textura del suelo. (Anexo 2)

El resultado del estudio fue el siguiente:

El suelo tienen una textura FRANCOARENOSO, distinguiéndose 2 horizontes con capacidad de campo de 45.71% y 39.29%, punto de marchites 34.25% y 24,24% respectivamente, densidad aparente 0.71gr/cc y 0.68gr/cc, profundidad radicular 50cm e infiltración básica de 25 mm/hora.

2.3.2 Lamina de agua aprovechable

Expresa la lamina de agua que un suelo puede almacenar entre los límites de capacidad de campo y punto de marchitamiento permanente, a la profundidad radicular efectiva del cultivo estudiado

$$LAA = ((CC - PM) \cdot DA \cdot PR.)/100 = 4.22 \text{ cm.}$$

2.3.3 Lamina de agua neta

Es la cantidad de agua aprovechable del suelo, teniendo en cuenta el nivel de reposición o porcentaje de agotamiento del agua aprovechable.

$$LN = (LAA \cdot NR)/100 = 16.56 \text{ mm}$$

2.3.4 Lamina bruta o total de riego

Expresa la cantidad de agua en exceso que debe aplicarse para compensar las pérdidas por escorrentía, evaporación, arrastre por viento y percolación.

$$LB = LN/ ER = 23.66 \text{ mm}$$

2.3.5 Uso consuntivo

Para el cálculo del uso consuntivo se tomó el factor de cultivo crítico K_c como el mayor valor registrado en el cultivo de papa durante las fases de crecimiento, para humedad reducida y viento fuerte.

2.3.6 Balance hídrico

Con base en los registros de evaporación media mensual multianual de la estación el Paraíso, se realizó el cálculo de la evapotranspiración por el método del evaporímetro, que consiste en la aplicación de un valor a la evaporación medida en el tanque clase A.

$$ETP \text{ (mm/mes)} = K_{\text{tanque}} \cdot \text{evaporación mm/mes}$$

El valor del coeficiente K_{tanque} será igual a 0.75. La precipitación mensual será el promedio mensual multianual de la estación el Paraíso para un 80% de probabilidad. Con los registros anteriores, se compara la evaporación con la precipitación y el almacenamiento de agua en el suelo para obtener un balance hídrico (Ver cuadro 3)

Para los periodos de enero a mayo y septiembre a diciembre se tiene periodos húmedos, en los meses de junio y julio se presenta un periodo intermedio y en el

mes de agosto es un periodo seco por presentar las mayores ETP y menores precipitaciones efectivas por lo cual es indispensable la calendarización de los cultivos para evitar que las épocas de mayor demanda de agua del cultivo durante su fase de crecimiento este en este periodo.

2.3.7 Necesidades de riego

Tomando como precipitación efectiva la precipitación promedio mensual multianual de la estación el Paraíso para un nivel de probabilidad del 80% y el cultivo crítico de frijol, se establece la necesidad crítica del sistema (Ver cuadro 4)

Se encontró que la evaporación crítica tiene un valor de 2.12 mm/día para el mes de septiembre y la evapotranspiración del cultivo fue 2.34mm/día.

2.3.8 Modulo de riego:

Para el mes critico se necesita diseñar un sistema capaz de captar, conducir y distribuir un módulo de riego de 0.46 lps.

1.3.9 Selección del aspersor

Para su selección se recurrió a los catálogos comerciantes examinando los modelos que cumplan con los requerimientos del cultivo y condiciones del trabajo. (Anexo 2)

Demanda de riego (agosto)	72.6 mm
Demanda Máxima diaria	2.42 mm
Profundidad radicular	50 cm
% reposición NR	35%
Eficiencia ER	70%
Lámina neta LN	14,77 mm
Lámina Bruta LB	23.66 mm
Intervalo de riego	6 días
Ciclo de riego	3.4 días
Aspersor	334/92 6.3 x 4.8
Caudal	3.85 m ³ /h
Presión	30 mca
D Humedo	34
Espaciamiento útil	20.40 m
Area útil húmeda	416.16 m ²
Pluvimetría	9.25 mm/h
Intensidad lluvia	4.24 mm/h < 50mm/h
Tiempo por posición	2.56 h
Número de posiciones parcela	24.03 pos
Posiciones día	7.04 pos
Area rejada por aspersor	2.959.35 m ²
Area rejada por día	1.666,67m ²
Número de aspersores	1

2.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

2.4.1 Planimetría

Se levanta tanto los componentes del sistema como los predios a regar, ubicando en cada uno de ellos los hidrantes. Se estaco cada 20 metros. Ver anexo 7 donde se muestran las carteras.

2.4.2 Altimetría

Se realizo una nivelación con equipo de presión de acuerdo al obscisado de la planimetría. Ver anexo 8 donde se muestran las carteras

2.5 CAUDAL A DERIVAR

El Caudal a derivar será suministrado por dos fuentes. Registrando los siguientes caudales:

Cuadro 5 Caudales de las fuentes para el sistema riego "Villa del Sur".

Caudal M³/SEG	Fuentes No. 1	Fuente No. 2
Mínimo	3	3
Medio	4	3.5
Máximo	5	4

Fue necesario derivar el caudal de loas dos fuentes ya que la fuente No. 2, que es la más cercana al área del proyecto no ofrecía el caudal suficiente para alimentar el sistema de Riego. El caudal de diseño será 8 Lps.

2.6 DISEÑO HIDRAULICO

2.6.1 Esquema general

2.6.1.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño será de 8 Lps y para cada hectárea será 0.5 Lps x hectárea

2.6.1.2 Componentes del sistema

El sistema consta de lo siguiente:

2.6.1.1 Bocatoma

- Bocatoma de fondo en concreto, la cual deriva un caudal de 5 Lps.
- Bocatoma de fondo en concreto, la cual deriva un caudal de 3 Lps.

2.6.1.2 Conducción transvase

Tiene una longitud de 1072.19 metros en tubería PVC de diámetros de 4 a 2 pulgadas y RDE 41.

2.6.1.3 Aducción

Tiene una longitud de 104.8 metros en tubería de 4 pulg. PVC y RDE 41.

2.6.1.4 Desarenador

Desarenador convencional para remover partículas de mm, ubicado a la margen derecha de la fuente No. 1.

En esta estructura se unen los dos caudales de 5 y 3 Lps.

Largo	3.5 m
Ancho	1 m
Profundidad	1 m

2.1.1.5 Conducción principal

Esta diseñada en diámetros de 4 pulgadas a 1 pulg en PVC con diferentes RDE.

2.1.1.6 Red de distribución

Se la diseño en diámetros de

2.6.1.7 Alas de riego

Se selecciono el aspersor Naan 334/92 6,3 x 4.8

2.6.2 Diseño de la Bocatoma No. 1

- Cálculo del vertedero de crecida

Ancho del río = 0,70 metros

Las aguas captadas en este proyecto provienen de las fuentes predio Señor Jorge Burbano.

Para la captación se adopta una bocatoma de fondo, provista de una rejilla y una caja de captación sobre la margen derecha desde la cual sale la conducción hacia el desarenador.

Los caudales estimados que la Quebrada son los siguientes:

Caudal máximo 5LPS

Caudal medio	4LPS
Caudal mínimo	3LPS

Caudal de diseño.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{consedido}} = 4,5 \text{ lps.}$$

Diseño de la rejilla (Método de la energía)

Se asume un largo de rejilla $L = 0,35 \text{ m.}$

$$H = Q_{\text{min}} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,003 / 1,84 \times 0,35^{2/3}$$

$$H = 0,02789 \text{ m} = 2,8 \text{ cm.}$$

Altura del vertedero = 2,8 cm.

Tomamos una altura del vertedero de 0,028 metros.

$$e = \frac{a}{a + 1} \quad \text{donde:}$$

$a =$ Espaciamiento entre barras = 2cm.

$t =$ Diámetro de barras = $\frac{1}{2} = 1,27 \text{ cm.}$

$$e = \frac{2}{2 + 1,27} = 0,612 \quad C = 0,44$$

$$B = \frac{Q_d}{e \times C \times L \times 2g \times H^{0,5}}$$

$$B = \frac{0,0045}{0,612 \times 0,44 \times 0,35 \times (2 \times 9,8 \times 0,03)^{0,5}}$$

$$B = 0,064\text{m.}$$

Por seguridad se amplia el ancho B en 1,5 veces para preveer atascamientos y obstrucciones.

$$B = 1,5 \times 0,064 \text{ m} = 0,10 \text{ m} = 10,0 \text{ cm}$$

- Número de barrotes

$$N = \frac{L}{a + t} = \frac{0,35}{0,02 + 0,0127} = 10,7034 = 11 \text{ barras}$$

Espaciamiento centro a centro = $0,02 + 0,0127 = 0,0327$ metros.

Son 11 barras espaciadas 0,033 metros centro a centro.

Vertederos

Cálculo del vertedero de rebose

$$H = Q_{med} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,004 / 1,84 \times 0,35^{2/3}$$

$$H = 0,03379 \text{ m} = 3,4$$

- Cálculo del vertedero de crecida

-

Ancho del río = 2,00 metros

$$Q_c = k \times m - L \times h^{1,5} + k \times L \times H + h^{1,5}$$

$$Q_c = 1,84 \times 2 - 0,35 \times h^{1,5} + 1,84 \times 0,03 + h^{1,5}$$

$$Q_c = 3,04 - h^{1,5} + 0,64 \times 0,03 + h^{1,5}$$

Iterando se tiene que $h = 0,00$ metros $Q_c = 0,00922$ m³/ seg

- **Cálculo del nivel mínimo**

$$H = Q_{\min} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,003 / 1,84 \times 0,35^{2/3}$$

$$H = 0,02789 \text{ m} = 2,8 \text{ cm}$$

- **Cotas importantes**

$$\text{Cota rejilla} = 3258,320$$

$$\text{Cota nivel mínimo del río} = 3258,348$$

$$\text{Cota nivel medio del río} = 3258,354$$

$$\text{Cota nivel máximo del río} = 3258,354$$

$$\text{Cota corona muros} = 3258,620$$

Cálculo del canal recolector

- **Cálculo de la profundidad crítica Y_c y la velocidad crítica V_c .**

Se diseña para condiciones de flujo subcrítico

$$Y_c = Q^2 / (g \cdot b^2)^{1/3} = 0,0052 / (9,8 \times 0,1^2)^{1/3}$$

$$Y_c = 0,059 \text{ metros}$$

$$V_c = g \times Y_c^{0,5} = 9,8 \times 0,06^{0,5} = 0,76 \text{ m/s}$$

- **Cálculo de la altura del agua al final del canal recolector**

$$H_2 = 1,10 \times Y_c = 1,10 \times 0,059 = 0,07 \text{ metros}$$

$$V_1 = 0,005 / (0,07 \times 0,1) = 0,69 \text{ m/s} < V_c = 0,76 \text{ m/s.}$$

Cumple regimen subcrítico

- **Cálculo de la altura del agua al inicio del canal recolector**

$$L_c = 0,35 + 0,825 + 0,15 = 1,175 \text{ m.}$$

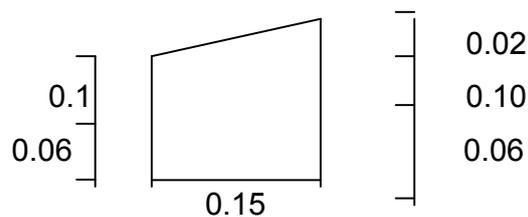
Pendiente de la canaleta = $s = 0,05$

$$H_1 = \frac{2Yc^3}{H^2} + \frac{H_2 - L_c \times s}{3} \quad 0,5 - \frac{2}{3} \times s \times L_c$$

$$H_1 = \frac{2 \cdot 0,06^3}{0,07} + \frac{0,07 - 1,18 \times 0,05}{3} \quad 0,5 - \frac{2}{3} \cdot 0,05 \times 1,18$$

$$H_1 = 0,006 + 0,002 \quad 0,5 - 0,039 = 0,045 \text{ m.}$$

Se observa que el agua alcanza en promedio una altura de 6 cm, considerando un borde libre de hl para la canaleta, la profundidad del canal se puede fijar en:



$$\begin{aligned} \text{Cota lámina de agua al inicio del canal recolector} &= 3258,32 - 0,02 - 0,1 \\ &= 3258,20 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Cota fondo inicio del canal recolector} = 3258,20 - 0,05 = 3258,15 \text{ m}$$

$$\text{Cota fondo final del canal recolector} = 3258,15 - 0,06 = 3258,09 \text{ m}$$

Cálculo de la caja de derivación.

Para velocidades entre 0,3 m/s y 3,0 m/s

$$1. X_s = 0,36 V^{2/3} + 0,60 H_2^{4/7}$$

$$2. X_i = 0,18 V^{4/7} + 0,74 H_2^{3/4}$$

$$H_2 = \text{altura de la lámina de agua} \quad 0,07 \text{ m}$$

$$V = \text{velocidad del agua} \quad 0,69 \text{ m}$$

$$X_s = 0,36 * 0,69^{2/3} + 0,60 * 0,07^{4/7} = 0,41 \text{ m.}$$

$$X_i = 0,18 * 0,69^{4/7} + 0,74 * 0,07^{3/4} = 0,30 \text{ m.}$$

Se asume $X_s = 1,20 \text{ m}$, por condiciones de trabajo y limpieza.

- Condiciones máximas en la caja de derivación

El nivel del agua máximo en la caja de derivación será:

Perdidas = Perdidas por rejilla + Perdidas por fricción en la tubería.

$$\text{- Por rejilla} = K * V^2 / 2 * g \quad K = 0,5$$

$$V = 19,6 * 0,03^{0,5} = 0,81 \text{ m/s}$$

$$\text{Perdidas por rejilla} = 0,05 * 0,81^2 / 19,6 = 0,02 \text{ metros}$$

$$\text{- Por fricción} = (V_f * n / R^{2/3})^2 * L$$

$$R1 = \frac{A1}{P1} = \frac{B \cdot H1}{B + 2H1} = \frac{0,1 \cdot 0,05}{0,1 + 2 \cdot 0,05} = 0$$

$$R2 = \frac{A2}{P2} = \frac{B \cdot H2}{B + 2H2} = \frac{0,1 \cdot 0,07}{0,1 + 2 \cdot 0,07} = 0$$

$$R = (0,03 + 0,03) / 2 = 0,03$$

$$V_{med} = 0,69 \text{ m/s}$$

$$H_f = (0,69 \cdot 0,014) / ((0,03)^{2/3})^2 \cdot 1 = 0,012$$

$$H_t = 0,02 + 0,012 = 0,029$$

$$\begin{aligned} \text{Cota nivel de aguas máxima caja} &= \text{Cota nivel aguas máx} - H_t \\ &3258,354 - 0,029 = 3258,325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota nivel aguas mínima caja} &= \text{Cota nivel aguas min.} - H_t \\ &3258,348 - 0,029 = 3258,319 \end{aligned}$$

$$\text{Cota fondo cámara} = 3258,088 - 0,500 = 3257,43$$

Cálculo del vertedero de excesos

$$Q_{min} = Q_{diseño}$$

$$Q_{excesos} = Q_{diseño} - 1QMD$$

$$Q_{excesos} = 4,5 - 4,5 = 0,0$$

$$H = Q_{exc} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,000 / (1,84 \times 1,20)^{2/3}$$

$$H = 0,0000 \text{ m} = 0 \text{ cm}$$

Cálculo de la tubería de desague.

- Qcentrada = Qsalida = Qdiseño = 4,5 lps
- Condiciones máximas en la caja de derivación

$$Q = C * A * \sqrt{2g * H}^{0,5}$$

$$C = 0,61 \text{ para orificios circulares}$$

H = Diferencia de nivel entre el nivel de agua máximo y el fondo de la caja.

$$H = 3258,33 - 3257,44 = 0,89 \text{ metros}$$

$$A = Q / (C * \sqrt{2g * H}^{0,5}) =$$

$$A = 0,0045 / (0,61 * \sqrt{19,6 * 0,89}^{0,5}) =$$

$$A = 0,0018 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{4A / \pi} = 0,05 \text{ m}$$

$$D = 1,87 \text{ pulgadas} = 2 \text{ pulgadas}$$

2.6.3 Diseño de la Bocatoma No. 2

Las aguas captadas en este proyecto provienen de la fuente predio señora Laura Burgos.

Para la captación se adopta una bocatoma de fondo, provista de una rejilla y una caja de captación sobre la margen derecha desde la cual sale la conducción hacia el desarenador.

Los caudales estimados de la Quebrada son los siguientes:

Caudal máximo	4 LPS
Caudal medio	3,5 LPS
Caudal mínimo	3 LPS

Caudal de diseño.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{consedido}} = 3,5 \text{ Ips}$$

Diseño de la rejilla (Método de la energía)

Se asume un largo de rejilla $L = 0,20 \text{ m}$

$$H = Q_{\text{min}} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,003 / 1,84 \times 0,20^{2/3}$$

$$H = 0,04051 \text{ m} = 4,1 \text{ cm}$$

Altura del vertedero = 4 cm

Tomamos una altura del vertedero de 0,041 metros

$$e = \frac{a}{a + t} \text{ donde:}$$

$$a = \text{Espaciamiento entre barras} = 2 \text{ cm}$$

$$t = \text{Diámetro de barras} = \frac{1}{2}'' = 1,27 \text{ cm}$$

$$e = \frac{2}{2 + 1,27} = 0,612 \quad C = 0,44$$

$$B = \frac{Q_d}{e \times C \times L \times \sqrt{2g \times H^{0,5}}}$$

$$B = \frac{0,0035}{0,612 \times 0,44 \times 0,20 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,44^{0,5}}}$$

$$B = 0,073 \text{ m}$$

Por seguridad se amplia el ancho B en 1,5 veces para prever atascamientos y obstrucciones.

$$B = 1,5 \times 0,073 \text{ m} = 0,11 \text{ m} = 11,0 \text{ cm}$$

- Número de barrotes

$$N = \frac{L}{A + t} = \frac{0,20}{0,02 + 0,0127} = 6,11621 = 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento centro a centro = $0,002 + 0,0127 = 0,0327$ metros.

Son 7 barras espaciadas 0,033 metros centro a centro.

Vertederos

- **Cálculo del vertedero de rebose**

$$H = Q_{\text{med}} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,004 / 1,84 \times 0,20^{2/3}$$

$$H = 0,04489 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

$$Q_c = k \times m - L \times h^{1,5} + k \times L \times H + h^{1,5}$$

$$Q_c = 1,84 \times 1 - 0,20 \times h^{1,5} + 1,84 \times 0,20 \times 0,05 + h^{1,5}$$

$$Q_c = 0,92 h^{1,5} + 0,37 \times 0,05 + h^{1,5}$$

Iterando se tiene que $h = 0,00$ metros $Q_c = 0,01403 \text{ m}^3/\text{seg}$

- **Cálculo del nivel mínimo**

$$H = Q_{\text{min}} / (1,84 \times L)^{2/3}$$

$$H = 0,003 / 1,84 \times 0,20^{2/3}$$

$$H = 0,04051 \text{ m} = 4,1 \text{ cm}$$

- **Cotas Importantes**

Cota rejilla	=	3219,500
Cota nivel mínimo del río	=	3219,541
Cota nivel medio del río	=	3219,545
Cota nivel máximo del río	=	3219,545
Cota corona muros	=	219,900

CALCULO DEL CANAL RECOLECTOR

Cálculo de la profundidad crítica Y_c y la velocidad crítica V_c .

Se diseña para condiciones de flujo subcrítico.

$$Y_c = [Q^2 / g * b^2]^{1/2} = [0,004^2 / (9.8 \times 0.11^2)]^{1/3}$$

$$Y_c = 0.047 \text{ metros}$$

$$V_c = [g \times Y_c]^{0.5} = [9.8 \times 0.05]^{0.5} = 0.68 \text{ m/s}$$

Cálculo de la altura del agua al final del canal recolector.

$$H_2 = 1.10 \times Y_c = 1.10 \times 0.05 = 0.05 \text{ metros}$$

$$V_L = 0.004 / (0.05 \times 0.11) = 0.62 \text{ m/s} < V_c = 0.68 \text{ m/s}$$

Cumple régimen subcrítico

Calculo de la altura del agua al inicio del canal recolector

$$L_c = 0.20 + 0.25 + 0.10 = 0.550 \text{ m.}$$

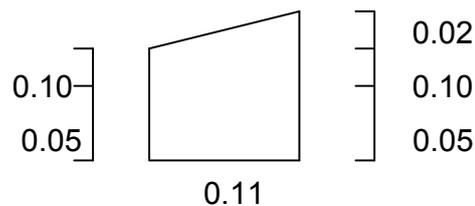
$$\text{Pendiente de la canaleta} = S = 0.05$$

$$H1 \frac{2Yc^3}{H_2} = H2 = \frac{Lc \times S^2}{3}^{0.5} = \frac{2x}{3} \frac{S \times Lc}{3}$$

$$H2 \frac{2 \times 0.05^3}{0.05} = 0.05 = \frac{0.55 \times 0.55^2}{3}^{0.5} = \frac{2 \times 0.05 \times 0.55}{3}$$

$$H1 = [0.044 + 0.002]^{0.5} = 0.018 = 0.058$$

Se observa que el agua alcanza en promedio una altura de 5 cm. Considerando un borde libre de hi para la canaleta, la profundidad del canal se puede fijar en cm.



$$\begin{aligned} \text{Cota lámina de agua al inicio del canal recolector} &= 3219.5 - 0.02 - 0.01 \\ &= 3219,38 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Cota fondo inicio del canal recolector} = 3219.38 - 0.06 = 3219.32 \text{ m}$$

$$\text{Cota fondo final del canal recolector} = 3219,32 - 0.03 = 3219,29$$

Calculo de la caja de derivación.

Para velocidades entre 0.3 m/s y 3.0 m/s

$$1. Xs = 0.36 V^{2/3} + 0.60 H_2^{4/7}$$

$$2. Xi = 0.18 V^{4/7} + 0.74 H_2^{3/4}$$

$$H_2 = \text{altura de la lámina de agua} \quad 0.05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota nivel de aguas mínima caja} &= \text{Cota nivel de aguas mín.} \\ &= 3219.541 - 0.031 = 3219.510 \\ \text{Cota fondo cámara} &= 3219.293 - 0.150 - 0.500 = \\ &3218,643 \end{aligned}$$

Calculo del vertedero de excesos

$$Q_{\text{min}} = Q_{\text{diseño}}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{excesos}} &= Q_{\text{diseño}} - 1Q_{\text{MD}} \\ Q_{\text{excesos}} &= 3.5 - 3.5 = 0.0 \\ H &= Q_{\text{exc}} / (1.83 \times L)^{2/3} \\ H &= 0.000 / 1.84 \times 0.60^{2/3} \\ H &= 0.0000\text{m} = 0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo de la tubería de desagüe

$$\begin{aligned} - \text{ Q entrada} &= Q_{\text{salida}} = Q_{\text{diseño}} = 3.5 \text{ lps} \\ - \text{ Condiciones máximas en la caja de derivación.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= C * A * 2g * H^{0.5} \\ C &= 0.61 \text{ para orificios circulares} \\ H &= \text{Diferencia de nivel entre el nivel de agua máximo y el fondo de la caja.} \\ H &= 3219,52 - 3218,64 = 0.87 \text{ metros} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= Q / (C * (2g * H)^{0.5}) = \\ A &= 0.00535 / (0.61 * (19,6 * 0.87)^{0.5}) \\ A &= 0.0014 \text{ m}^2 \\ D &= 4 A / 3.14159^{0.85} = 0.04 \text{ m} \\ D &= 1.66 \text{ pulgadas} = 2 \text{ pulgadas} \end{aligned}$$

2.6.4. Diseño aducción bocatoma No 1-desarenador.

Colocación del tubo de salida al desarenador

Debido a las variaciones de nivel (N.A. Min – N.A. Máx) de la caja de derivación, se presentan variaciones de caudal en la tubería de aducción lo que ocasiona que se transporte en condiciones máximas (N.A.Máx) un caudal mayor que el caudal del diseño; exceso que deberá ser evacuado a la entrada del desarenador.

En razón a esta situación se debe analizar el caudal que fluye por las tuberías a condiciones mínimas y máximas.

- Colocación del tubo al salida del desarenador.

Para tubo a presión y con pendiente uniforme calculamos condiciones mínimas:

Las condiciones para trabajar son:

- Pendiente uniforme
- La salida será tipo normal con válvula
- Cota en el desarenador a la entrada es igual al nivel del agua en el desarenador
- Se utilizara tubería PVC con $C = 150$
- Caudal de diseño $Q_d = 0.0035 \text{ m}^3 / \text{seg}$
- Cota de desarenador 3217.80 m
- Longitud 100.00 m

$$\text{Cota salida caja derivación} = \text{Cota nivel agua desarenador} = A * L$$

H_s = Altura mínima para instalar tubo de salida al desarenador (h de sumergencia)

$$H_s = H_o + V^2 / 2g$$

H_o = Pérdidas por dispositivos y accesorios

Pérdidas:	Válvula de compuerta	=	0.19
	Entrada corriente	=	0.50
	Cabeza de velocidad	=	1.00

$$H_o = (0.50 + 0.19) V^2 / 2g = 0.69 V^2 / 2g$$

$$H_s = (0.69 + 1) V^2 / 2g = 1.69 V^2 / 2g$$

$$\text{Entonces } H = h_s + S * L$$

$$H = H_s + S * L$$

$$H = 1.69 V^2 / 2g + S * L$$

$$S = \text{Pendiente y } L = \text{Longitud total}$$

$$Q_d = A * 1/n * R^{2/3} * S^{1/2} \quad n = 0.009$$

$$V_i = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$S_i = (Q_d * n / A * R^{1/2})^2$$

$$h_i = N_{amin} - C.S.C.D$$

$$N_{amin} - (N.A.D + S_i * L)$$

Ø1	A	Si (%)	Vi(m/seg)	hsf	hi
3	0.00456	0.93777	0.76748	0.05	0.77
4	0.00811	0.20219	0.43171	0.02	1.51
6	0.01824	0.02326	0.19187	0.00	1.69
8	0.03243	0.00501	0.1079	0.00	1.7
10	0.05067	0.00153	0.6907	0.00	1.71

Se elige la tubería de diámetro 3" por cuanto cumple con la velocidad y con el chequeo $h_i > h_s$ $0.77 > 0.05$

Cumple con la velocidad $0.6 < 0.77 < 4\text{m/s}$

H_s se dobla o triplica por seguridad y se chequea para velocidades mínimas y máximas.

$$H_s = 0.10 \quad \text{Cota tubo salida cajilla} = 3219.51 - H_s = 3219.41$$

$$V_i = (H_s * 19.6/1,69)^{0.5} = 1.09 \quad j = 0.01$$

Cumple con la velocidad $0.6 < 1.09 < 4$

Condiciones máximas (cálculo del caudal de excesos)

Cuando un tubo está trabajando a presión se utiliza la formula de William Hazen.

Suponemos un $Q_s > Q_d$; $Q_s = 6.31$ Ips Tubería pvc: $\emptyset = 3''$

- A = Cota nivel de aguas máximas caja = 3219.51
- B = Cota clave a la salida del desarenador = Cota clave tubería a la salida de la caja

$$S * L$$

$$H_1 = A - B = 3219.51 - 3217,80 = 1.71$$

$$j = 1.52 / 100 \quad V^2 / 2g = 0.098$$

$$H_f = \frac{1.52 * 100}{100} = 1.52$$

$$H_v = \sum K_i V^2 / 2g = 1.69 * 0.0977 = 0.17$$

$$M = H_f + H_v = 1.52 + 0.17 = 1.69$$

$$1.69 = 1.71 \text{ Ok!}$$

$$Q_{exc} = 6.3 - 3.5 = 2.8 \text{ Ips}$$

El Q_{exc} se evacuará a la entrada del desarenador

2.6.5. Diseño conducción transvase.

El calculo de las perdidas de carga o de presión, se realiza aplicando formulas de William – Hazen para el caso específico de tuberías de pvc.

Los resultados se resumen a continuación.

2.6.6 Diseño desarenador

Se diseña un desarenador convencional con el fin de eliminar partículas que puedan afectar el funcionamiento de los aspersores escogidos.

Qd	=	Caudal de diseño	=	1Qd	=	800 lts/seg
g	=	980 cm/s ²				
G	=	gravedad específica de las partículas	=	2.65 g/cm ³		
d	=	diámetro de las partículas a sedimentar	=	0.008 cm		
T	=	Temperatura	=	11°C		
v	=	Viscosidad del agua	=	0.0127 cm ² /seg		
e	=	eficiencia		87,5%		

DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR

- Velocidad de sedimentación (Vs)

$$11^{\circ}\text{C} = (V_{10^{\circ}\text{C}} * 33.3) / (T + 23.3) \quad 11^{\circ}\text{C} = 0.0127 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V_s = (g/18) * (G-1) * (d^2/u)$$

$$V_s = 0.45 \text{ cm/seg}$$

$$\text{Para } T^{\circ} = 11^{\circ} \text{ C} \quad V_{11} = 0.6 * (11 + 23.3) / 33.3 = 0.62 \text{ cm/s}$$

Se toma un valor promedio para la velocidad de sedimentación.

$$V_{11} = (0.45 + 0.62) / 2 = 0.54 \text{ cm/s}$$

Se asume una profundidad útil = 1.50 m

$$\text{Tiempo teórico} = t_i = H/V_s = 150 / 0.54 = 280 \text{ seg.}$$

$$t_t = 4.67 \text{ minutos}$$

- A/t = 2.37 para depósitos con buenos deflectores y remoción del 87%

$$- a = a/t * t_t = 2.37 * 280 = 664.4 \text{ seg}$$

- Volumen = $Qd \cdot a = 0.008 \cdot 664,4 = 5.3 \text{ m}^3$
- Area Superficial: $As = \text{Vol}/H = 5.3 / 1.50 = 3.5 \text{ m}^2$
- $As_{\text{min}} < Qd/Vs = 0.008 \text{ m}^3/\text{s} / 0.0056 \text{ m/s} = 1.5 \text{ m}^2$
- $As_{\text{min}} < As = 1.5 < 3.5$ o.k.!
- Asumimos un ancho B = 1.00 m
- $L = as/B = 3.54 = 3.5$
- $L/B = 3.5$ o.k! ($L/B = (3-6)$)
- Según especificaciones, la velocidad horizontal (V_h) en un sistema sin tratamiento de agua posterior es < 0.17

$$V_h = Qd/At = 0.0080 / 3.5 = 0.002 \text{ m/s} < 0.17 \text{ m/s}$$

$$V_h/V_s = 0.0023 / 0.0054 = 0.43 < 20 \text{ o.k.}!$$

- La carga superficial máxima debe ser menor de $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

$$C.S = Qd \cdot 86400 / As = 0.008 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 86400 / 3.54 \text{ m}^2$$

$$C.S = 195,1 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día} \text{ O.k.}!$$

CALCULO DEL VERTEDERO DE EXCESOS

$$Q_{\text{exc}} = 2.5 \text{ Lps} \quad L = 0.25 \text{ m}$$

$$Q_{\text{exc}} = 1.84 \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$$H = (Q / (1.84 \cdot L))^{2/3} = (0.0025 / (1.84 \cdot 0.25))^{2/3} = 0.03$$

- Velocidad de paso por el vertedero (V_s)

$$V = Q/A = Q / (H \cdot L) = 0.0025 / (0.03 \cdot 0.25) = 0.32 \text{ m/s}$$

$$X_s = 0.36 \cdot V^{2/3} + 0.60 \cdot H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \cdot 0.32^{2/3} + 0.60 \cdot 0.03^{4/7}$$

$$X_s = 0.17 + 0.08 = 0.25 \text{ m}$$

El gasto de excesos será recogido por una canaleta de $0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$.

DISEÑO ZONA DE ENTRADA

$$B/3 \leq \text{ancho} \leq B/2$$

$$\text{Asumimos } b = B/2 = 1.00 / 2 = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{El largo será igual a la longitud del vertedero de excesos } L = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{La profundidad } H = b/B = 0.50 / 1.00 = 0.50 \text{ m}$$

- La entrada del agua entre la cámara de rebose y la estructura de entrada se efectuará por medio de tubería para una velocidad de paso $V = 0.40 \text{ m/seg}$. > 0.30

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Q}{V} \text{ entonces}$$

$$D = \frac{4 * Q}{\pi * V}^{1/2} = \frac{4 * 0.008}{\pi * 0.40}^{1/2} = 0.16 \text{ m} = 6''$$

Se utilizan 2 orificios de 3"

$$A = \pi * 0.15^2 / 4 = 0.01824 \text{ m}^2$$

Pérdidas

$$H = (Q/C * A)^2 * 1/2g \quad C = 0.61$$

$$H = 0.008 / (0.61 * 0.02)^2 * 1/19.6$$

$$H = 0.0264 \text{ m} = 2.64 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

DISEÑO DE ESTRUCTURA DE ENTRADA

Para lograr una buena repartición del flujo se adopta como estructura la entrada de una canaleta con orificios. El número de los orificios se calcula para obtener una velocidad de entrada no mayor de 0.30 m/s.

$$V_{\text{sum}} = 0.25 \text{ m/s}$$

$$\text{Area de orificios (A e)} = Q/V = 0.008 / 0.25 = 0.03 \text{ m}^2$$

Estimando un coeficiente de contracción de 0.61 se tiene que:

$$\text{El área de orificios se incrementará } A_{\text{real}} = 0.03 / 0.61 = 0.05 \text{ m}^2$$

Φ orificios adoptado = 3"

$$a_0 = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * (0.08)^2}{4} = 0.0046$$

$$N = Ae/a_0 = 11.5 = 12 \text{ orificios}$$

Distribución de los orificios:

Se colocaran 2 filas una fila de 6 orificios distribuidos así

$$n * (a + t) = L$$

$$a = L/n - t = 1.00 / 6 - 0.08 = 0.09 \text{ m}$$

$$a + t = 0.09 + 0.08 = 0.17 \text{ may. } 0.1(a + t) / 2 = 0.08 \text{ m}$$

$$(a + t) / 2 = 0.08 \text{ m}$$

Ancho de la canaleta adoptado = 0.25 m

En este sentido el esparcimiento respectivo será:

$$a = L/n - t = 0.25 / 2 - 0.08 = 0.05 \text{ m}$$

$$a + t = 0.05 + 0.08 = 0.13 \text{ m}$$

$$(a + t) / 2 = 0.06 \text{ m}$$

La altura de la canaleta será:

$$h = 1/3 * h_{\text{util}} = 0.50 \text{ m}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE SALIDA

La salida del desarenador se hará a través de un vertedero de pared delgada de

longitud $L = 1.00 \text{ m}$

$$H = (Q / (1.84 * L))^{2/3} = 0.008 / 1.84 * 1.00 = 0.03 \text{ m}$$

Cotas importantes:

$$\text{Cota del agua a la entrada del desarenador} = 3217.80$$

$$\text{Cota de la cresta del vertedero} = 3217.80 - 0.03 = 3217.77$$

$$\text{Cota de la corona del muro} = 3217.80 + 0.20 = 3218.00$$

$$\text{Cota del fondo canaleta entrada} = 3217.80 - 0.50 = 3217.30$$

$$\begin{aligned} \text{Cota nivel del agua desarenador} &= 3217.80 - 0.03 = 3217.77 \\ \text{Cota del fondo de la canaleta} &= 3217.77 - 0.47 = 3217.30 \\ \text{Cota verted. Estructura de salida} &= 3217.77 - 0.03 = 3217.74 \end{aligned}$$

DISEÑO DE LA CANALETA DE SALIDA

El ancho "d" en la canaleta de salida estará definido principalmente por el diámetro de la tubería de conducción y aducción.

Se toma como diametro de salida = 4"

$$D \text{ adoptado} = 0.50 \text{ m} \quad A = 0.00811 \text{ m}^2$$

- Calculo de Hs

$$H_s = \frac{1}{2} * g * (Q/C * A)^2 = 1/ 19.6 * (0.008) / (0.61 * 0.00811)^2$$

$$H_s = 0.13$$

$$H_{min} = K * V^2 * g + V^2 / 2 * g = (K + 1) * V^2 / 2 * g \quad K_{entrada} = 0.50$$

$$V = Q/A = 0.0080 / 0.0081 = 0.99 \text{ m/s}$$

$$H_{min} = 1.50 / 19.6^2 = 0.07 \text{ m}$$

$$H_s > H_{smin} \quad 0.13 > 0.07$$

$$H_s \text{ adoptado} = 0.30$$

$$\text{Cota fondo de la canaleta de salida} = 3217.74 - 0.30 = 3217.44$$

SISTEMA DE EXTRACCION DE LODOS

Se utiliza un tolva de doble pendiente en el sistema en el sentido longitudinal

$$V_{tolva} = 0.20 * V_{zona}$$

$$V_{zona} = 3.50 * 1.00 * 1.50 = 5.25 \text{ m}^3$$

$$V_{tolva} = 1.05 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tolva}} = (3.50 + 0.15) / 2 * 0.45 * 1.50 + 0.15 * 1.00$$

$$V_{\text{tolva}} = 1.25 \text{ m}^3$$

2.6.6. Diseño red de conducción principal y red de distribución.

$$\text{Caudal de diseño} = 1Q_d = 8 \text{ lts / seg}$$

$$\text{Constante C para PVC} = 150$$

El cálculo de las pérdidas de carga o de presión, se realiza aplicando formulas de William – Hazen para el caso específico de tuberías de pvc.

Los resultados del cálculo teniendo en cuenta las anteriores consideraciones se presenta en los cuadros de cálculos siguientes:"

Especificaciones:

$$\text{Velocidad mínima} = 0.45 \text{ m/seg}$$

$$\text{Velocidad máxima} = 4.50 \text{ m/seg}$$

Accesorios especiales

Para el buen funcionamiento tanto de la línea de conducción se instalaran los dispositivos que eviten insuficiencias en las capacidades de transporte de la tubería colapsos de la misma. Por sobre presiones producidas por el golpe de ariete o por presiones estáticas superiores a las presiones de trabajo de la tubería.

Los dispositivos a instalar son:

- Tanques para quiebre de presión donde las presiones para el normal suministro de agua lo permitan.
- Válvulas ventosas
- Válvulas de limpieza o purgas

2.7 OBRAS DE PROTECCION Y CONTROL

2.7.6 Cámaras de quiebre

Debido a que la topografía existente en la zona de riego presenta unos tramos con mucha pendiente, se presenta entonces sobre presiones en las líneas de conducción, para evitar este problema se diseñaron cámaras de quiebre de presión dimensiones:

L = 0,50 m (Largo)
a = 0.50 m (Ancho)
h = 0.40 m (Profundidad)

Pared del vertedero = 0.10 m

Se ubican en K1 + 840 conducción principal

K0 + 480 Romal 1 y acometida del Sr. Libardo Córdoba.

2.7.7 Ventosas y purgas

Sobre la línea de conducción se ha dispuesto de ventosas y purgas en todos los puntos en los cuales por topografía se necesita expulsión e inyección de aire y evacuación de todos lodos respectivamente.

Los accesorios estarán protegidos por cajillas, las cuales disponen de metálica, con respectivo candado.

Las dimensiones de la cajillas de las ventosas y purgas serán:

Largo; 050 m
Ancho: 0.50 m
Profundidad: 0.60 m

Espesor de paredes: 0.10 m

Las ventosas se ubicaran en las sigu abscisas de la conducción transvase.

Ventosa #1	Ko + 400	Conducción Transvase
Ventosa #2	Ko + 700	Conducción Transvase
Ventosa #3	KO + 940	Conducción Transvase
Ventosa #4	Ko + 120	Conducción Principal
Ventosa #5	Ko + 220	Conducción Principal
Ventosa #6	Ko + 540	Conducción Principal
Ventosa #7	K1 + 080	Conducción Principal
Ventosa #8	K1 + 358.67	Conducción Principal
Ventosa #9	K1 + 480	Conducción Principal
Ventosa #10	K1 + 780	Conducción Principal
Ventosa #11	K2 + 340	Conducción Principal

Las purgas se ubican en las siguientes obsesas de la conducción transvase y conducción principal.

Purga # 1	Ko + 340	Conducción trasvase
Purga # 2	K1 + 00	Conducción trasvase
Purga # 3	Ko + 540	Conducción principal
Purga # 4	K2 + 280	Conducción principal
Purga # 5	K2 + 820	Conducción principal

2.8 DESPIECE

Las cantidades de accesorios y tuberías se muestran a continuación

1.9. PRESUPUESTO GENERAL DE GASTOS

El costo del sistema de riego se muestra a continuación.

BIBLIOGRAFIA

CORCHO, Fredy y DUQUE, José Ignacio. Acueductos teoría y diseño, Universidad de Medellín, 1993, 591p.

DAVILA, Alvaro. Conferencias ingeniería de riego y drenaje. 1ra. Ed. Pasto Corpotrigo, 1988, 277p.

GOMEZ POMPA, Pedro. La teoría y la tecnología de riego por aspersión. Editorial Héroe S.A. Madrid. 1994, 301p.

GUROVICH, Luis Alberto. Fundamentos y diseños de sistema de riego. 1ra. Ed. San José. Costa Rica IICA. 1985, 433p.

IDEAM, Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales. 07 NARIÑO – CAUCA. Estación 5205502, El Paraíso, Túquerres.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS. Bogotá: ICONTEC Actualización 100p (NTC 1307, 1386)

LEGARDA, Lucio. Riegos y drenajes, Manual de prácticas. Universidad de Nariño. 1ra, Ed. Pasto: Facultad de Ciencias Agrícolas, Departamento de Ingeniería y Física. 1983, 136p.

MANUAL DE ASPERSORES Y TUBOS DE GOTEO NAAN. 43p.

MANUAL TECNICO DE TUBERIAS PVC, 34p.

SALAZAR CANO, Roberto. Diseño de acueductos y alcantarillados. 1ra. Ed. San Juan de Pasto: 1998, 220 p. Universidad Nariño, Programa de Ingeniería Civil.

ZIMMERMAN, Josef D. Riego y drenaje. Consultin y Rigation Enginer. 2da. Ed. México, 1986, 2880. Compañía Editorial Continental S.A. México.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El recurso hídrico en nuestro medio es mal aprovechado, debido a los bajos recursos económicos con que cuenta el agricultor ya su conocimiento de las tecnologías apropiadas.

La calendarización de los cultivos en cada zona del proyecto deberá garantizar que en épocas de mayor demanda de agua del cultivo se sincronice con el periodo del año donde cae mayor precipitación.

Uno de los recursos primordiales en la ejecución del proyecto será el trabajo del usuario, que por medio de mingas realizará la totalidad de las excavaciones para la instalación de la tubería.

La profundidad de la excavación para la instalación de la tubería tanto de aducción, conducción principal y acometidas prediales deberá estar entre un metro y 1,20 metros de la superficie del suelo, esto para evitar posibles daños en la tubería debido a la explotación agrícola de los predios.

Se conformará con los usuarios del proyecto una junta administradora para cada sistema de riego. La cual será encargada del mantenimiento, reparación y administración del sistema de riego.

El polietileno utilizado en la impermeabilización de los tres reservorios del sistema de riego "San Antonio" deberá ser cambiado por lo menos cada año.

LISTA DE GRAFICAS

- Gráfica 1: Valores totales mensuales de precipitación estación Bombona.
- Gráfica 2: Valores totales mensuales de evaporación estación Bombona.
- Gráfica 3: Valores totales mensuales de temperatura estación Bombona.
- Gráfica 4: Valores totales mensuales de velocidad del viento estación Bombona.
- Gráfica 5: Valores totales mensuales de humedad relativa estación Bombona.
- Gráfica 6: Valores totales mensuales de brillo solar estación Bombona.
- Gráfica 7: Balance hídrico sistema de riego "San Antonio"
- Gráfica 8: Planta reservorio No. 1
- Gráfica 8-A: Perfil reservorio No. 1
- Gráfica 9: Planta reservorio No. 2
- Gráfica 9-A: Perfil reservorio No. 2
- Gráfica 10: Planta reservorio No. 3
- Gráfica 10-A: Perfil reservorio No. 3
- Gráfica 11: Valores totales mensuales de precipitación estación El Paraíso
- Gráfica 12: Valores totales mensuales de evaporación estación El Paraíso
- Gráfica 13: Valores totales mensuales de temperatura estación El Paraíso
- Gráfica 14: Valores totales mensuales de velocidad del viento estación El Paraíso
- Gráfica 15: Valores totales mensuales de humedad relativa estación El Paraíso
- Gráfica 16 : Valores totales mensuales de brillo solar estación El Paraíso
- Gráfica 17: Balance hídrico sistema de riego "Villa del Sur"

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO 1 Valores promedios de brillo solar, evaporación, humedad relativa, precipitación, temperatura y velocidad del viento. Estación Bombona	131
ANEXO 2 Clasificación de la textura del suelo y resumen de las propiedades físicas del suelo.	132
ANEXO 3 Características de los aspersores NAAN	134
ANEXO 4 Carteras de planimetría sistema de riego "San Antonio".	135
ANEXO 5 Carteras de Nivel sistema de riego San Antonio	139
ANEXO 6 Valores promedios de brillo solar, evaporación, humedad relativa, precipitación, temperatura y velocidad del viento. Estación el Paraíso	143
ANEXO 7 Cartera de planimetría sistema de riego "Villa Del Sur"	149
ANEXO 8 Cartera de nivel sistema de riego "Villa del Sur"	154

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Balance hídrico de la zona para el sistema de riego “San Antonio”	23
Cuadro 2. Demanda de agua para cada mes del cultivo crítico.	26
Cuadro 3. Balance hídrico de la zona para el sistema de riego “Villa del Sur”	69
Cuadro 4. Demanda de agua para cada mes del cultivo crítico.	70
Cuadro 5. Caudales de las fuentes para el sistema de riego “Villa del Sur”	74

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO 1 Valores promedios de brillo solar, evaporación, humedad relativa, precipitación, temperatura y velocidad del viento. Estación Bombona	131
ANEXO 2 Clasificación de la textura del suelo y resumen de las propiedades físicas del suelo.	132
ANEXO 3 Características de los aspersores NAAN	134
ANEXO 4 Carteras de planimetría sistema de riego "San Antonio".	135
ANEXO 5 Carteras de Nivel sistema de riego San Antonio	139
ANEXO 6 Valores promedios de brillo solar, evaporación, humedad relativa, precipitación, temperatura y velocidad del viento. Estación el Paraíso	143
ANEXO 7 Cartera de planimetría sistema de riego "Villa Del Sur"	149
ANEXO 8 Cartera de nivel sistema de riego "Villa del Sur"	154

