

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**

**VICERRECTORÍA DE DOCENCIA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



Informe del Trabajo Final de Graduación presentado a la  
Escuela de Ingeniería Agrícola como requisito parcial para  
optar al grado de Licenciado en Ingeniería Agrícola

DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA Y EL SISTEMA DE  
RIEGO MODELO PROPUESTO PARA LA SOCIEDAD DE USUARIOS DE  
AGUA DEL ASENTAMIENTO RÍO GUAYABO DE TURRIALBA,  
TURRIALBA, CARTAGO.

MARIO JONATHAN CALDERÓN CASCANTE

MANUEL ESTEBAN ROJAS CERDAS

CARTAGO, 2013

**DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA Y EL SISTEMA DE  
RIEGO MODELO PROPUESTO PARA LA SOCIEDAD DE USUARIOS DE  
AGUA DEL ASENTAMIENTO RÍO GUAYABO DE TURRIALBA,  
TURRIALBA, CARTAGO**

MARIO JONATHAN CALDERÓN CASCANTE

MANUEL ESTEBAN ROJAS CERDAS

Informe del Trabajo Final de Graduación presentado a la  
Escuela de Ingeniería Agrícola como requisito parcial para  
optar al grado de Licenciado en Ingeniería Agrícola

---

Ing. Marvin Villalobos. M.Sc.

Lector

---

Ing. Milton Solórzano . MBA

Asesor

TECNOLÓGICO DE COSTA RICA

CARTAGO, COSTA RICA

2013

## **DEDICATORIA**

*Dedico éste trabajo a Dios y a San Judas Tadeo, por toda la ayuda y fuerza que me brindaron cuando más duro fue el camino, así como por la oportunidad que me otorgaron de estudiar la carrera más hermosa de este mundo, Ingeniería Agrícola.*

*Este trabajo está dedicado con mucho cariño y agradecimiento a mis padres, Johnny y Rita, así como a mi hermano Douglas, ellos supieron guiarme por todo el largo camino con paciencia y amor hasta lograr un sueño que hoy se plasma en este trabajo.*

*A Daniela, por todo el amor, cariño y comprensión que me ha entregado para lograr esta meta.*

***Manuel Rojas.***

*“Nuestra recompensa se encuentra en el esfuerzo y no en el resultado. Un esfuerzo total es una victoria completa.”*

*(Mahatma Gandhi)*

## DEDICATORIA

*Dedico este trabajo a mis padres por su incondicional apoyo, su guía y su ejemplo, por ser siempre los pilares de cada de uno de mis logros, Mario de quién aprendí a amar la tierra y trabajar de forma honrada, Olga ejemplo de perseverancia y que con trabajo duro se realizan sueños.*

*A mis hermanos, mis mejores amigos, los que estuvieron en las buenas y principalmente en las malas, y con quienes tengo la certeza de que contaré toda mi vida, Bryan, compañero de mil batallas, quien nunca dudo en brindarme su apoyo y compañía en especial cuando más necesario fue, Joselyn confidente y quien sin dudarlo me dio la motivación necesaria para continuar, Verónica fuente de motivación y quien finalmente me dio el empujón para emprender esta aventura y Alejandra inspiración y alegría para continuar, razón para no rendirse, para ser mejor y quien me ha regalado los momentos de más sincera felicidad.*

*También a mis familiares y amigos sinceros, esas personas que dejan gratos recuerdos y que sin ellos ningún logro sería posible, en especial a Mario y Jauden quienes estuvieron en los momentos en que la salud fue un problema.*

**Jonathan Calderón**

## **AGRADECIMIENTO**

*Extendemos un gran agradecimiento al Ing. Milton Solórzano por su ayuda y guía a lo largo de la realización de este trabajo, así mismo a los profesores y administrativos miembros de la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica por su apoyo y cooperación a lo largo de nuestra etapa como estudiantes.*

*Un agradecimiento especial para todo el personal del SENARA por su caluroso recibimiento y su ayuda brindada en todo momento, especialmente para los Ingenieros Eddy Romero y Mario Jiménez quienes siempre estuvieron en toda la disposición de ayudarnos y guiarnos cuando fue necesario.*

*Agradecemos al Ingeniero Edgar Mairena por compartir su amplia experiencia y conocimiento con nosotros, gracias ello logramos desarrollar este trabajo y aún más importante desarrollar nuestra primera experiencia como Ingenieros.*

*Agradecemos a la Ingeniera Andrea Benach por toda la valiosa colaboración y ayuda que nos brindó.*

*Agradecemos a todos nuestros compañeros y amigos de carrera, quienes con su apoyo motivaron nuestra fuerza para culminar este trabajo.*

# INDICE DE CONTENIDOS

INDICE DE CONTENIDOS .....	vi
INDICE DE CUADROS .....	xi
INDICE DE FIGURAS .....	xiii
RESUMEN .....	xiv
ABSTRACT .....	xv
1. INTRODUCCIÓN .....	1
2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	4
2.1 EL RIEGO Y EL SER HUMANO .....	5
2.2 EL RIEGO EN COSTA RICA .....	6
2.2.1 PEQUEÑAS ÁREAS DE RIEGO.....	8
2.3 CULTIVOS.....	8
2.3.1 CAFÉ .....	9
2.3.2 CÍTRICOS .....	11
2.3.3 GUANÁBANA .....	14
2.3.4 PAPAYA .....	16
2.3.5 YUCA.....	17
2.4 TEMPERATURA .....	18
2.5 HUMEDAD RELATIVA .....	18
2.6 EVAPOTRANSPIRACIÓN .....	19
2.6.1 COEFICIENTE DE CULTIVO ( $K_c$ ) .....	21
2.6.2 MÉTODO DE THORNTHWAITE.....	22
2.6.4 MÉTODO DE PENMAN.....	23
2.6.5 MÉTODO DE UTILIZADO POR EL MINAET .....	23
2.7 PRECIPITACIÓN.....	24
2.8 PRECIPITACIÓN EFECTIVA .....	24
2.9 ESTUDIO EDAFOLÓGICO .....	25
2.9.1 PESO ESPECÍFICO APARENTE ( $P_e$ ) .....	25
2.9.2 TEXTURA.....	26
2.10 AGUA EN EL SUELO.....	27
2.11 LAMINA CONTENIDA EN UN PERFIL DE SUELO ( $L_p$ ).....	29

2.11.1	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (CUR) .....	31
2.11.2	AGOTAMIENTO DEL AGUA ÚTIL.....	32
2.11.4	LAMINA NETA ( $L_n$ ). .....	33
2.11.5	LÁMINA BRUTA ( $L_b$ ) .....	34
2.12	FRECUENCIA DE RIEGO ( $Fr$ ).....	34
2.13	INFILTRACIÓN.....	35
2.14	FORMAS DE EXPRESAR LA INFILTRACIÓN EN EL SUELO.....	36
2.14.1	INFILTRACION INSTANTÁNEA ( $I_i$ ):.....	36
2.15	CILINDROS INFILTRÓMETROS.....	36
2.16	RIEGO POR MICROASPERSIÓN.....	38
2.16.1	VENTAJAS .....	38
2.16.2	DESVENTAJAS .....	39
2.18.1	CONSUMO NETO POR ÁRBOL O PLANTA ( $C_{np}$ ) .....	40
2.18.2	CONSUMO NETO DIARIO ( $C_{nd}$ ) .....	41
2.18.3	CONSUMO BRUTO POR ÁRBOL O PLANTA ( $C_{bp}$ ) .....	41
2.18.4	CONSUMO BRUTO DIARIO ( $C_{bd}$ ) .....	41
2.18.5	CAUDAL MÍNIMO Y MÁXIMO DEL ASPERSOR .....	42
2.18.6	TIEMPO DE RIEGO.....	42
2.18.7	HORAS DISPONIBLES PARA TODO EL CAMPO ( $H_t$ ).....	43
2.18.8	CAUDAL MÍNIMO DEL SISTEMA ( $Q_{ms}$ ).....	43
2.18.9	TURNOS DE RIEGO AL DÍA .....	43
2.18.10	DIVISIONES MÁXIMAS DEL ÁREA .....	44
2.18.11	SUPERFICIE DE RIEGO EN FORMA SIMULTANEA ( $S_{rs}$ ) .....	44
2.18.12	CAUDAL REAL DEL SISTEMA ( $Q_{rs}$ ) .....	45
2.18.13	LONGITUD DEL LATERAL.....	45
2.18.14	CAUDAL DEL LATERAL.....	46
2.18.15	NUMERO DE LATERALES .....	46
2.18.16	LONGITUD DE LA MÚLTIPLE .....	46
2.18.17	PÉRDIDA ADMISIBLE SEGÚN LA POSICIÓN DEL LATERAL ..	47
2.18.18	PÉRDIDAS DE CARGA.....	48
2.18.19	REGLA DEL 20% .....	51
2.18.20	CARGA UNITARIA .....	51
2.18.21	PORCENTAJE DE PRESIÓN DE OPERACIÓN .....	52

2.18.22	PRESIÓN A LA ENTRADA DEL LATERAL.....	52
2.18.23	PRESIÓN EN LA VÁLVULA (MÚLTIPLE) .....	53
2.18.24	PRESIÓN EN EL ÚLTIMO MICROASPERSOR DEL LATERAL...	53
2.19	DISEÑO DE TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	54
2.19.1	PRESIÓN DE TUBERÍAS.....	54
2.19.2	GOLPE DE ARIETE.....	54
2.19.3	AIRE EN TUBERÍAS .....	56
2.19.4	MÉTODO DE LA CARGA UNITARIA: .....	57
2.19.5	MÉTODO DE VELOCIDAD PERMISIBLE: .....	57
2.19.6	SOFTWARE “TUBOS” .....	58
2.20	FUENTE DE AGUA .....	59
2.20.1	UBICACIÓN .....	59
2.20.2	CALIDAD DEL AGUA.....	59
2.20.3	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	59
2.20.4	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	60
2.20.5	ESTUDIOS ADICIONALES .....	60
2.20.6	OBRA DE TOMA DE CAPTACIÓN.....	60
2.20.7	REJAS .....	60
2.21	DESARENADOR .....	61
2.22	TUBERÍAS .....	67
2.22.1	POLIETILENO (p.e).....	67
2.22.2	P.V.C (POLYVINIL CLORIDE, CLORURO DE POLIVINILO) .....	70
2.23	VÁLVULAS .....	71
2.24	OTROS ACCESORIOS.....	72
2.24.1	ANCLAJES .....	72
3.	METODOLOGÍA .....	73
3.1	EJECUCIÓN DE UN PROYECTO DE RIEGO .....	74
3.2	USO DEL RECURSO HÍDRICO.....	75
3.3	ESTUDIOS AGROMETEOROLÓGICOS .....	75
3.4	ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS.....	75
3.4.1	TEXTURA, CC, PMP, PESO ESPECÍFICO APARENTE .....	75
3.4.2	INFILTRACIÓN .....	76
3.5	MÓDULO AGRONÓMICO .....	76



3.6	ESTUDIO TOPOGRÁFICO .....	77
3.7	OBRA TOMA DE CAPTACIÓN .....	78
3.8	DESARENADOR.....	78
3.9	CONDUCCIÓN.....	79
3.10	GOLPE DE ARIETE .....	79
3.11	EVALUACIÓN FINANCIERA .....	79
4.	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	81
4.1	USO DEL RECURSO HÍDRICO.....	82
4.2	ESTUDIOS AGROMETEREOLÓGICOS.....	82
4.3	ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS.....	84
4.3.1	TEXTURA, CC, PMP y PESO ESPECÍFICO APARENTE .....	84
4.4	INFILTRACIÓN.....	84
4.5	MÓDULO AGRONÓMICO .....	85
4.6	DESARENADOR.....	94
4.7	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN .....	97
4.8	VÁLVULAS DE LIMPIEZA .....	99
4.9	VÁLVULA DE COMPUERTA EN LÍNEA.....	99
4.10	VÁLVULA DE AIRE.....	100
4.11	ANCLAJES Y OBRAS DE PROTECCIÓN.....	100
4.12	TANQUE ROMPE CARGA .....	101
4.13	VÁLVULA DE TOMA DE PARCELA.....	101
4.14	PRESUPUESTO .....	102
4.15	EVALUACIÓN FINANCIERA DEL PROYECTO .....	103
4.15.1	ESCENARIOS DE ANÁLISIS .....	103
4.15.2	ANÁLISIS DE SITUACIÓN ACTUAL.....	103
4.15.3	SUPUESTOS UTILIZADOS .....	103
4.15.4	INVERSIONES .....	104
4.15.5	COSTOS.....	104
4.15.6	INGRESOS.....	105
4.15.7	ANÁLISIS DE RENTABILIDAD EN SITUACIÓN ACTUAL.....	106
4.15.8	ANALISIS SITUACIÓN CON PROYECTO.....	106
4.15.9	FINANCIAMIENTO.....	111
4.15.10	ANÁLISIS DE RENTABILIDAD EN SITUACIÓN CON PROYECTO	

5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
5.1	CONCLUSIONES.....	116
5.2	RECOMENDACIONES.....	118
5.2.1	OPERACIÓN DEL SISTEMA.....	118
5.2.2	CONDICIONES DE DISEÑO MÓDULO AGRONÓMICO.....	118
5.2.3	DESARENADOR.....	118
5.2.4	TANQUES ROMPECARGA.....	119
5.2.5	TUBERÍAS.....	119
5.2.6	MANTENIMIENTO DEL SISTEMA.....	120
6	BIBLIOGRAFÍA.....	121
7	ANEXOS.....	124
8	PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	152

## INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1. Especies más conocidas del Género Citrus.....	12
Cuadro 2.2 Distancias y Densidades de siembra máximas y mínimas de siembra para cítricos .....	13
Cuadro 2.3 Método FAO .....	25
Cuadro 2.4 Evaporación máxima para diferentes cultivos .....	32
Cuadro 2.5 Valores de C para Hazen Williams.....	50
Cuadro 2.6 Factor F según número de salidas en la tubería.....	50
Cuadro 2.7 Presión que puede soportar una tubería según su SDR. ....	54
Cuadro 2.8 Factor “a” para diferentes SDR .....	55
Cuadro 2.9 Coeficiente “a” según diámetro de partículas.....	62
Cuadro 2.10 Valor de k según tipo de partículas contenidas en el agua .....	63
Cuadro 2.11 Velocidad de sedimentación según diámetro de partícula.....	65
Cuadro 2.12 Valor de k según velocidad de escurrimiento.....	66
Cuadro 2.13. Valor de k según diametro de particula .....	66
Cuadro 2.14 Tubería de Polietileno blando .....	68
Cuadro 2.15 Tubería de Polietileno duro.....	69
Cuadro 2.16 Tubería de Polietileno duro.....	70
Cuadro 4.1 Balance hídrico por el método de Hargreaves .....	82
Cuadro 4.2 Especificaciones técnicas microaspersor seleccionado .....	86
Cuadro 4.3 Especificaciones técnicas del sistema de riego propuesto .....	92
Cuadro 4.4 Diámetros y Longitudes obtenidos para la tubería de conducción .....	97
Cuadro 4.5 Análisis de golpe de ariete por tramos entre tomas parcelarias.....	98
Cuadro 4.6. Resumen del Presupuesto Proyecto Río Guayabo.....	102
Cuadro 4.7. Rendimientos Supuestos utilizados .....	104
Cuadro 4.8. Costos de producción escenario sin proyecto, primeros 5 años de evaluación. 2013.....	105
Cuadro 4.9. Gastos administrativos del productor, escenario actual. 2013.....	105
Cuadro 4.10. Ingresos actuales de los beneficiarios del proyecto de riego Rio Guayabo. 2013.....	106
Cuadro 4.11. Resultados del flujo de caja del Escenario actual proyecto de Riego Rio Guayabo. 2013.....	106
Cuadro 4.12. Inversiones del proyecto de Riego Río Guayabo 2013.....	107
Cuadro 4.13. Costos de Operación y mantenimiento proyecto Propuesto de Riego Río Guayabo 2013.....	107
Cuadro 4.14. Costos por Servicios Contratados por la SUA, proyecto de Riego Río Guayabo 2013.....	108
Cuadro 4.15. Costos por Servicios Contratados por la SUA, proyecto de Riego Río Guayabo 2013.....	108
Cuadro 4.16. Gastos administrativos del productor, escenario propuesto. 2013.....	109

Cuadro 4.17. Costos de producción escenario con proyecto, primeros 5 años de evaluación. 2013.....	109
Cuadro 4.18. Otros costos. Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013.....	110
Cuadro 4.19 Ingresos actuales de los beneficiarios del proyecto de riego Río Guayabo. 2013. ....	112
Cuadro 4.20 Amortización del préstamo, Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013. ....	113
Cuadro 4.21 Resultados del flujo de caja del Escenario Propuesto Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013. ....	113
Cuadro 7.1 Valores de Factor de Cultivo (Kc) según FAO.....	125
Cuadro 7.7.2 Balance Hídrico por el método de Penman-Monteith .....	126
Cuadro 7.3 Balance Hídrico por el método del MINAET.....	127
Cuadro 7.4. Balance Hídrico por el método de Hargraves .....	127
Cuadro 7.5 Balance Hídrico por el método de Thornthwite.....	128
Cuadro 7.6 Prueba de Infiltración en parcela 17 .....	129
Cuadro 7.7 Prueba de Infiltración en parcela 1 .....	129
Cuadro 7.8. Diseño de tubería de conducción principal.....	130
Cuadro 7.9. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación).....	131
Cuadro 7.10. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación).....	132
Cuadro 7.11. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación).....	133
Cuadro 7.12 Diseño de tubería después del tanque quiebra gradientes.....	134
Cuadro 7.13. Diseño de tubería en el Ramal 1 .....	135
Cuadro 7.14. Diseño de tubería en el Ramal 2 .....	136
Cuadro 7.15. Diseño de tubería en el Ramal 3 .....	136
Cuadro 7.16. Detalle de Costos del proyecto .....	141
Cuadro 7.17. Detalle de Costos del proyecto (continuación).....	142
Cuadro 7.18. Detalle de costos del riego parcelario. ....	143
Cuadro 7.19. Detalle de costos de obra gris. ....	143
Cuadro 7.20. Detalle de costos de obra gris.(Continuación).....	144
Cuadro 7.21. Grupos de Válvulas para Operación de Riego.....	144
Cuadro 7.22. Calendario de Operación de Riego .....	144
Cuadro 7.23. Propietarios del Proyecto Río Guayabo.....	145
Cuadro 7.24. Cronograma de ejecución del proyecto. ....	146
Cuadro 7.25. Flujo de Caja a 10 años del Proyecto Río Guayabo (Situación Actual)	147
Cuadro 7.26. Flujo de Caja a 10 años del Proyecto Río Guayabo (Situación con Proyecto).....	149

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Variedad Caturra .....	10
Figura 2.2. Variedad Catuaí Rojo .....	10
Figura 2.3 Variedad Catuaí Amarillo .....	11
Figura 2.4. Cítricos .....	14
Figura 2.5. Guanábana, Fruto. ....	16
Figura 2.6. Cultivo de yuca .....	18
Figura 2.7. Variación del coeficiente de cultivo según su etapa fenológica .....	22
Figura 2.8. Ejemplo del uso del triángulo de texturas .....	27
Figura 2.9. Equipo utilizado para el método de ollas de presión.....	29
Figura 2.10. Velocidad de infiltración según textura del suelo .....	36
Figura 2.11. Gráfico típico de infiltración .....	37
Figura 2.12. Lateral a nivel.....	47
Figura 2.13. Lateral subiendo .....	47
Figura 2.14. Lateral bajando.....	48
Figura 2.15. Pérdida de carga .....	48
Figura 2.16. Presión a la entrada del lateral .....	52
Figura 2.17. Ubicación de las válvulas de aire .....	57
Figura 2.18. Desarenador típico .....	61
Figura 2.19. Nomograma para el cálculo de velocidad de sedimentación .....	63
Figura 2.20. Valor de k según tipo de partículas contenidas en el agua.....	64
Figura 3.13.1. Dimensiones del sistema de riego parcelario propuesto .....	77
Figura 3.2. Desarenador tipo laberinto .....	79
Figura 4.1. Gráfico de infiltración instantánea versus tiempo, finca 17.....	84
Figura 4.2. Gráfico de infiltración instantánea versus tiempo, finca 1.....	85
Figura 4.3. Sistema de riego parcelario propuesto para el Proyecto Río Guayabo. ....	93
Figura 7.1. Válvula de compuerta. ....	137
Figura 7.2. Válvula de globo. ....	137
Figura 7.3. Válvula de disco (toma parcelaria). ....	138
Figura 7.4. Válvula de bola. ....	138
Figura 7.5. Válvula mariposa. ....	139
Figura 7.6. Válvula de diafragma. ....	139
Figura 7.7. Válvula de aire (ventosa). ....	140
Figura 7.8. Válvula de alivio. ....	140
Figura 7.9. Cronograma de ejecución del proyecto .....	146

## RESUMEN

Se diseñó la línea de conducción de agua y el sistema de riego modelo para las parcelas de 28 productores miembros de La Sociedad de Usuarios de Agua del Asentamiento Río Guayabo de Turrialba.

Para ello se determinaron los diámetros del acueducto de conducción procurando que el sistema satisficiera los requerimientos de caudal , presión y reduciendo costos. Debido a que se cuenta con un caudal limitado de 12 l/s se establece un esquema de operación del mismo, conformado por 2 grupos de 14 tomas parcelarias para un total de 28 en el proyecto, en cada toma parcelaria, el caudal entregado es de 0,84 lps y la presión de 30 m.c.a.

Se definió una parcela de riego estándar para terreno plano, que se subdividió en seis módulos de 25x25m y uno de 20x25m, utilizando un sistema de riego por microaspersión con un espaciamiento de 5x5m y con reguladores de presión a la entrada de cada lateral. El diámetro obtenido para la tubería principal y múltiple es de 38 mm y para laterales de 16 mm.

La operación del sistema de riego se definió para 7 turnos de riego, uno por módulo, de tal forma que cada módulo opera por 1 hora y 40 minutos para una jornada total de 12 horas de riego. La frecuencia de riego establecida es de 2 días.

Palabras clave: Diseño de acueducto, Conducción, Operación, Sistema de Riego, Parcela Estándar, Microaspersión, Tuberías.

## ABSTRACT

The conduction line of water and the irrigation system model were designed for the 28 members of the "Sociedad de Usuarios de Agua del Asentamiento Río Guayabo de Turrialba" plots.

For this purpose, the conduction aqueduct diameters were determined in order to the system established meets with the needs of flow, pressure and for it reduces the cost. Based in a limited flow of 12 lps an operation scheme was established with 2 groups of 14 valves for a total of 28 valves into the project. In each valve the delivered flow is of 0.84 lps and the pressure is of 30 m.w.c.

A irrigated standard plot without slope was defined; this plot was subdivide in 6 modules of 25x25m and other one in 20x25m, it was used an irrigation system by micro sprinkling with a spacing of 5x5m and with pressure regulators to the beginning of every lateral pipe. For the main pipe and secondary pipe the diameters obtained were of 38 mm and 16 mm for the lateral pipe.

The irrigation system's operation was defined for 7 irrigation turns, one per module; hence each module must operate 1 hour and 40 minutes for 12 hour of total irrigation. The established irrigation frequency is of 2 days.

Keywords: Aqueduct Design, Conduction, Operation, Irrigation System, Standard Plot, Micro Sprinkler, Pipes.

# **1. INTRODUCCIÓN**



En el Asentamiento Guayabo, existe un grupo de 28 productores organizados en “La Sociedad de Usuarios de Agua del Asentamiento Río Guayabo de Turrialba”, dicho asentamiento tiene un área total de 30 hectáreas, y se encuentra ubicado en el distrito Santa Teresita, cantón Turrialba de la provincia de Cartago.

El área del Proyecto es quebrada en su mayoría con pendientes que varían entre un 3 y un 15%, se subdivide en parcelas con áreas muy homogéneas debido a que los terrenos son otorgados por el Instituto de Desarrollo Agrario (IDA), dichas parcelas rondan un área entre 1 a 1,5 ha, con presencia de cultivos como, maíz, yuca, lechuga, rábano, plátano, papaya, chile dulce, vainica, culantro, cítricos entre otros. Por otro lado también se desarrolla actividad agropecuaria dentro de algunas parcelas.

Durante cuatro meses, que dura la época seca, los agricultores no tienen la posibilidad de lograr que sus tierras produzcan en su totalidad por la falta de agua, repercutiendo en el bienestar socioeconómico de los hogares que estos forman. En la época de invierno se presenta el problema de no disponer del agua cuando se requiere, sino que dependen los productores de las lluvias, siendo éstas muy irregulares, afectando cuando se hacen los trasplantes de los cultivos al campo, ya que la necesidad hídrica en los estadios tempranos de los cultivos es muy elevada y si no se suple se dan pérdidas en la producción.

Es en los meses de la época seca, por la oferta tan limitada en el mercado de productos cuando los precios alcanzan niveles más altos, por lo que sí se logra producir, es de esperar que se dé una mejora en la economía local y cantonal, como resultado de la mejora de sus ingresos.

Esta área se maneja con el apoyo de la Agencia de Extensión del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG), subregión del Consejo Nacional de Producción (CNP) y la oficina Subregional del IDA. A raíz del problema y buscando una solución, el Servicio Nacional de Aguas Subterráneas Riego y Avenamiento (SENARA), se dio a la tarea de crear el Proyecto de Riego Río Guayabo, siendo ésta una institución pública avocada en el manejo y aprovechamiento óptimo y eficiente del recurso hídrico para la producción nacional así como orientada al desarrollo y mejoramiento de la calidad de vida de sus habitantes, de tal forma que mediante el diseño de la línea de conducción de agua y el desarrollo de un sistema de riego modelo se suplan las necesidades hídricas de los cultivos.

Se pretende con este trabajo cumplir los siguientes objetivos

- **General**

Diseñar la línea de conducción de agua y el sistema de riego modelo para las parcelas de La Sociedad de Usuarios de Agua del Asentamiento Río Guayabo de Turrialba, Turrialba, Cartago.

- **Específicos**

1. Diseñar el sistema de conducción principal y ramales que permitan entregar el agua requerida a la presión adecuada en cada una de las parcelas.
2. Diseñar el sistema de riego parcelario modelo para los diferentes beneficiarios del proyecto.
3. Establecer la gestión apropiada del sistema de riego parcelario modelo de acuerdo a los parámetros de diseño.

## **2. REVISIÓN DE LITERATURA**

## **2.1 EL RIEGO Y EL SER HUMANO**

De acuerdo Gurovich (1985) las grandes obras de riego se realizaron en la Edad de Bronce, iniciada alrededor de 3500 años a.C., dándose en Egipto y Mesopotamia. Cuando el hombre descubrió algunos métodos para producir alimentos se hizo necesario su establecimiento en un lugar, por lo menos durante el tiempo que demora el desarrollo completo de un cultivo (desde el momento de la siembra hasta la cosecha).

Ciertas comunidades que vivieron en zonas donde la lluvia era abundante y bien distribuida, así como bajo otras condiciones favorables de la naturaleza, pudieron cultivar sus alimentos sin necesidad de preocuparse por el riego; mientras que en aquellas zonas en donde la cantidad y la distribución del agua no correspondían a los requerimientos de agua de los cultivos, los seres humanos se vieron en la necesidad desde muy temprano de preocuparse por asegurar el abastecimiento de agua para las superficies cultivadas.

Al principio eran inundados los terrenos más planos; luego se construyeron terrazas que también se regaron por inundación, con métodos que variaron en eficiencia de acuerdo con la habilidad, el ingenio y la necesidad del hombre de economizar agua. Con el fin de aumentar la producción de alimentos el hombre se vio forzado a variar el curso de pequeñas corrientes de agua, hacer diques de contención para almacenar y regular sus recursos, emparejar las superficies que querían regar, elevar agua desde el suelo hacia la superficie y poner en práctica varias técnicas sencillas que son los rudimentos de las técnicas modernas de riego; eso le permitió mantener agua para realizar una agricultura menos riesgosa y más intensiva.

Ya el siglo XIX los proyectos de riego a gran escala en países como la India, Egipto y otras áreas incrementaron el área de riego en seis veces; además los progresos de la hidráulica produjeron enorme impacto en la planificación, diseño y construcción de varios sistemas de riego. Para el siglo XX el progreso del riego fue impresionante, sobre todo después de la segunda guerra mundial. (Gurovich, Fundamentos y diseño de sistemas de riego, 1985)

## 2.2 EL RIEGO EN COSTA RICA

Las primeras referencias que se tienen de la utilización de riego en nuestro país corresponden al período precolombino. Los chorotegas regaban plantaciones de maíz en lo que hoy se conoce como Guanacaste gracias a las técnicas aprendidas de los mayas.

Con las avanzadas técnicas de estos aborígenes, los españoles encontraron en la Península de Nicoya una región con grandes excedentes agrícolas que pudieron emplear para la conquista de otros territorios (Villalobos, 2008).

Es así como a partir del siglo XVI, Nicoya se convierte en un punto estratégico para los españoles. Durante el período colonial fue muy escaso el desarrollo del riego, en ese período sólo se desarrollaban actividades agropecuarias en tres zonas del país:

- a. Guanacaste, donde imperaban las haciendas ganaderas extensivas.
- b. La zona atlántica, con las plantaciones cacaoteras.
- c. El Valle Central, donde predominaba la chacra, (régimen de pequeña propiedad, en el que numerosas familias campesinas dispersas producían para el autoconsumo).

En 1840 durante el gobierno de Braulio Carrillo impulsa y proyecto para dotar de agua para abrevadero y riego a una propiedad de 700 Ha localizadas en Pavas. El 23 de mayo de 1884 se promulga la primera Ley de Aguas (Villalobos, 2008).

El 1° de febrero de 1911 el Departamento de Agricultura de la Secretaría de Fomento publica un boletín informativo y realiza conferencias públicas en todo el país para promover el riego en los cafetales. Gracias a muchas experiencias como estas, las autoridades deciden impulsar una política de estímulo al riego en el café.

El departamento de Agricultura de la secretaría de fomento, publica un boletín sobre la conveniencia de regar los cafetales.

Por otra parte, al trasladarse la actividad bananera del Atlántico al Pacífico, fue necesario introducir sistemas de riego en los bananales, debido a las condiciones climatológicas de esa región donde, a diferencia del Atlántico, existen mayores problemas de sequedad.

Hasta en 1950 el desarrollo del riego va a responder al tipo de sociedad que era Costa Rica en ese entonces, una sociedad típicamente agro – exportadora que enviaba al exterior café y banano e importaba gran parte de lo que se consumía, en cuanto a manufacturas e incluso en lo relativo a productos agrícolas de consumo básico.

En las cercanías de Alajuela los productores aprovecharon las antiguas acequias para regar sus cultivos hortícolas, constituyendo la primera experiencia de uso colectivo de aguas para riego en Costa Rica (Villalobos, 2008).

El 21 de noviembre de 1953 se constituye en Alajuela la Sociedad de Usuarios de Las Animas; primera organización de regantes de Itiquís. Esta sociedad aún funciona.

Ya desde 1950 el Departamento de Ingeniería Rural del Servicio Técnico Interamericano de Cooperación Agrícola (STICA) venía estimulando el uso de riego en las fincas, pero será hasta la década de los 60s cuando el Estado costarricense va a empezar todo un proceso de desarrollo institucional que culminará con la creación del SENARA.

En noviembre de 1967 llega al país una misión de FAO para asesorar al Gobierno en aspectos de riego, el 26 de mayo de 1969 se crea el Consejo Nacional de Aguas adscrito a OFIPLAN. Es en la década de los 70s cuando se funda el SENAS, la Dirección de Riego y Drenaje del MAG y el Departamento de Riego y Avenamiento del SNE, cuya fusión daría origen al SENARA. El 22 de julio de 1971 se crea el Servicio Nacional de Aguas Subterráneas (SENAS), el 29 de diciembre de 1972 es creado el Servicio Nacional de Riego y Drenaje adscrito al Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) y el 26 de febrero de 1973 fue creado el Distrito de Riego y Avenamiento del Río Itiquís. En agosto de 1973 el MAG concluye un estudio de factibilidad para el riego de la margen derecha del Río Tempisque.

El 1º de enero de 1974 El Servicio Nacional de Riego se transforma en la Dirección de Riego y Drenaje del MAG, en diciembre de 1974 se crea la Comisión Coordinadora para el Desarrollo Integral de la Cuenca Baja del Río Tempisque (CODEINTE).

En setiembre de 1977 CODEINTE se transforma en la Comisión Nacional de Riego (CONARIEGO), en junio de 1979 se crea el Departamento de Riego y Avenamiento del Servicio Nacional de Electricidad (SNE). El 29 de julio de 1983 se crea el Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA).

El SENARA trabaja en cuatro ejes de acción: riego, drenaje, prevención de inundaciones y en la investigación y preservación de los mantos acuíferos, todos ellos orientados al manejo y aprovechamiento óptimo y eficiente del recurso hídrico para la producción nacional, y al desarrollo y mejoramiento de la calidad de vida de sus habitantes.

### **2.2.1 PEQUEÑAS ÁREAS DE RIEGO**

Dentro de las actividades fundamentales del SENARA, cabe destacar una que tiene la más alta significación, pues su objetivo es "procurar las mejores condiciones de vida en el medio rural, mediante la dotación y manejo de agua para agricultura".

En el año 1986 con la cooperación de consultores españoles del IRYDA, el SENARA identificó una gran cantidad de áreas en el país con posibilidades de desarrollo agrícola con infraestructura de riego, con base en lo cual se originó y fundamentó lo que se llamó en aquel momento el Plan Nacional de Riego y Avenamiento en Pequeñas Áreas.

SENARA ha venido trabajando en las Pequeñas Áreas de Riego (PAR) con gran éxito desde el punto de vista técnico, económico y social, por las razones que a continuación se resumen:

a. En lo técnico, se aprovechan las fuentes de agua en su cuenca alta, se captan y conducen por tuberías que aguas abajo, permiten irrigar a presión, sin ningún costo de bombeo, ya que se aprovecha la diferencia de altura.

b. En el aspecto económico, estas pequeñas áreas son aprovechadas por los usuarios en cultivos de alta rentabilidad, con la gran ventaja, que por el origen de las aguas, prácticamente no presentan problema de contaminación.

c. En su enfoque social, se obtiene el apego del agricultor a su predio, con lo cual se logra un reforzamiento del régimen de propiedad; mayores fuentes de trabajo en el medio rural con la consiguiente reducción de migración hacia los centros urbanos; y en general una elevación de las condiciones de vida de la población asentada en las áreas de actuación.

### **2.3 CULTIVOS**

Para la zona de Turrialba se definen cierto tipo de cultivos de clima cálido, presentándose en la zona del proyecto los cultivos más importantes y abundantes como café, cítricos, guanábana, papaya, yuca, entre otros.

### 2.3.1 CAFÉ

De acuerdo con el Instituto del Café de Costa Rica (ICAFE,2011) , éste cultivo se desarrolla la altitud óptima para el cultivo de café se localiza entre los 500 y 1700 msnm. Por encima de este nivel altitudinal se presentan fuertes limitaciones en relación con el desarrollo de la planta.

La cantidad y distribución de las lluvias durante el año son aspectos muy importantes, para el buen desarrollo del cafeto. Se define un intervalo óptimo de entre 1000 mm a 3000 mm anuales ya que con menos de 1000 mm anuales, se limita el crecimiento de la planta y por lo tanto la cosecha del año siguiente; mientras que con precipitaciones mayores de 3000 mm, la calidad física del café y la calidad de taza puede comenzar a verse afectada; además el control fitosanitario de la plantación resulta más difícil y costoso.

La temperatura promedio anual favorable para el cafeto es otro aspecto importante ya que se ubica entre los 17 a 23 °C. Temperaturas inferiores a 10 °C., provocan clorosis y paralización del crecimiento de las hojas jóvenes.

Respecto a la humedad relativa para este cultivo se hace referencia a que niveles superiores al 85%, se propicia el ataque de enfermedades fungosas que se ven notablemente favorecidas.

Las dimensiones de las eras en la siembra se definen con valores aproximados, para el ancho: 1,5 m, altura: 10 a 15 cm, un largo máximo de 40 m, separadas 40 cm.

Las variedades más comunes son la *Caturra* y la *Catuaí*. La *Caturra* es una variedad encontrada en Minas Gerais, Brasil, se caracteriza por ser de porte bajo, tiene entrenudos cortos, tronco grueso y poco ramificado, y ramas laterales abundantes, cortas, con ramificación secundaria, lo que da a la planta un aspecto vigoroso y compacto. Con respecto al Bourbon, en la variedad *Caturra* las hojas son más grandes, anchas y oscuras, los frutos son también de mayor tamaño, el sistema radical está muy bien desarrollado y es de mayor extensión y densidad. Se puede sembrar a una densidad de 5.000 plantas por hectárea, aunque en condiciones muy favorables para el cultivo, la densidad puede ser un poco mayor. En la siguiente figura se muestra la variedad caturra:





Figura 2.1. Variedad Caturra

La variedad Catuaí es originaria de Brasil, siendo el resultado del cruzamiento de *Caturra* por Mundo Novo (el Mundo Novo es una mutación de Sumatra).

Es de porte pequeño e internudos cortos aunque un poco más alto y ancho que el Caturra. Presenta una gran uniformidad genética, tiene la propiedad de producir mucho crecimiento secundario en las bandolas (palmilla) aún desde pequeño, ese hecho le da un potencial de muy alta producción.

Aunque es el *Catuaí* rojo el de más amplia distribución en el país, también existe el *Catuaí* amarillo, ambos mantienen características y cualidades similares y el predominio por el *Catuaí* rojo es más que todo un asunto de preferencia por parte de los productores. Se recomienda sembrar a densidades no mayores a 5.000 plantas por hectárea (2,0 m entre hileras x 1,0 m entre plantas). En la siguiente figura se muestra la variedad catuai rojo y amarillo:



Figura 2.2. Variedad Catuaí Rojo



Figura 2.3 Variedad Catuaí Amarillo

Las enfermedades más importantes de este cultivo son el ojo de gallo y la roya, la primera es una enfermedad que se presenta con mayor importancia en zonas altas de cultivo, se ve favorecida por condiciones de precipitaciones constantes, alta humedad y temperaturas frescas.

Los síntomas consisten en manchas circulares de color cafégrisáceo que se desarrollan sobre las hojas, los tallos tiernos y los frutos; donde se forman las gemas (estructuras de diseminación de la enfermedad) durante la época lluviosa.

La roya es una enfermedad que esta presente en todo el país y durante la mayor parte del año. Su importancia es mayor en zonas cafetaleras de altura media y baja. La enfermedad se ve favorecida por las temperaturas cálidas y ambientes húmedos y lluviosos.

Los síntomas consisten en la formación de manchas con apariencia amarillenta en la parte superior de la hoja y la formación de un polvo anaranjado en la parte inferior (envés). Las lesiones viejas pueden mostrar un color negro con borde amarillento, sobre todo al inicio de la época lluviosa.

En ataques severos, el daño principal es provocado por la caída de gran cantidad de hojas, que causan un debilitamiento general de la planta, una maduración muy irregular de la cosecha y una reducción de la producción para el siguiente año, alrededor de un 20%.

### **2.3.2 CÍTRICOS**

Según el criterio de Swingle los cítricos pertenecen a la Familia *Rutáceas*, Subfamilia *Aurancioideas*, Tribu *Cítreas*, Género *Citrus* y Subgénero *Eucitrus*. En el

cuadro 2.1 (cuadro variedades cítricos) se muestran las especies más conocidas del género. (Castillo, s.f)

Cuadro 2.1. Especies más conocidas del Género Citrus

Nombre común	Especie
POMELO	CITRUS MAXIMA
GRAPEFRUIT	CITRUS PARADISI
CIDRO	CITRUS MEDICA
LIMA DULCE	CITRUS LIMETTA
NARANJO DULCE	CITRUS SINENSIS
LIMON O LIMA AGRIA	CITRUS AURANTIUM
NARANJO AGRIO	CITRUS LIMON
LIMON	CITRUS RETICULATA
MANDARINAS (SWINGLE)	CITRUS RETICULATA
(TANAKA)	C.RETICULATA
(TANAKA)	C.NOILIS
(TANAKA)	C.UNSHIU
(TANAKA)	C.DELICIOSA
(TANAKA)	C.TANGERINA
(TANAKA)	C.RESTINI

Fuente: Castillo s.f , Ateitrus

En condiciones ideales, los cítricos se desarrollan entre 400 y 1200 msnm. Menos de 400 msnm es ideal para las toronjas, limones, limas, pomelos y mandarinas. Aunque la naranja se puede producir en un rango más amplio, desde el nivel del mar hasta los 1500 msnm.

Respecto a la temperatura, la mejor calidad se obtiene entre los 18°C y los 34°C. Variando los márgenes para cada tipo de cítrico. En cuanto mayor sea la variación de temperaturas nocturnas y diurnas, mejor será la calidad de la fruta.

La precipitación puede variar para este tipo de cultivo desde 900 hasta 2500 mm, bien distribuidos durante el año. Sin embargo en Costa Rica se cultivan con precipitaciones hasta de 3000 mm anuales. (Hernández, 1994)

De acuerdo con Baraona y Sancho (s.f), el suelo ideal para el cultivo de los cítricos es uno de textura limo-arenosa, bien drenado y profundo; pero con prácticas culturales adecuadas se pueden cultivar en otros tipos de suelos. Aun cuando las raíces de los cítricos pueden profundizar hasta 5.7 m y desplazarse en un radio de 7,5 m desde

el tronco, no parecen necesitar suelo tan profundo para dar su rendimiento máximo como el que necesitan algunos frutales caducifolios.

También las autoras mencionan los requerimientos agronómicos del cultivo siendo; materia orgánica del 2 al 4%, Carbonato de Calcio de 1 a 3%, Fósforo en una concentración de 7 ppm así como Potasio en 156 ppm.

En cuanto a la distancia de siembra se definen máximas y mínimas así como densidades variables de acuerdo al tipo de cítricos, dicha información se resume en el siguiente cuadro mencionado por Castillo (s.f). En el siguiente cuadro se aprecia los números de árboles por hectárea según espaciamientos:

Cuadro 2.2 Distancias y Densidades de siembra máximas y mínimas de siembra para cítricos

Cítrico	Distancia		Número de árboles por hectárea	
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima
Naranja	8 m x 6 m	8 m x 4 m	312	208
Limones	8 m x 6 m	7 m x 5 m	286	208
Mandarina	8 m x 6 m	7 m x 5 m	286	208
Grapefruit	9 m x 7 m	8 m x 6 m	208	159

Fuente. Castillo s.f. Actcitrus.

En las zonas con un período seco mayor de tres meses al año, es necesario la aplicación de riego para lograr altos rendimientos y evitar la muerte de los árboles, especialmente durante los primeros años. En los lugares en que el agua es escasa durante la época seca, el riego por goteo es el método ideal, donde la cantidad de agua requerida y el intervalo de aplicación dependerá de varios factores como: tamaño de la plantación, el clima del lugar y textura del suelo.

La mayor parte de las enfermedades son causadas por hongos que atacan aquellas plantas que se encuentran debilitadas por un mal manejo (programas de fertilización inadecuados o ausencia de ellos, heridas, ausencia de riegos, drenaje deficiente, etc.). Es por esto muy importante tomar las medidas tendientes a mantener la planta en condiciones óptimas de desarrollo.

En este tipo de cultivo se debe conocer el estado óptimo de madurez para realizar la cosecha, ya que es definitivo y se deben contemplar varios aspectos:

coloración, tamaño, contenido de jugo, de sólidos solubles (Brix), de ácidos y la relación sólidos solubles totales y ácidos totales. Para los limones, se considera que el índice principal para iniciar la cosecha es el contenido de jugo y no la coloración, pero también se utiliza el momento en que el color verde oscuro pasa a verde claro. Castillo (s.f).



Figura 2.4. Cítricos

### 2.3.3 GUANÁBANA

La Guanábana cuyo nombre científico es *Annona muricata* y su familia *Annonaceae*, es originaria de las regiones tropicales de América del Sur. De acuerdo a al Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) (1991), en Costa Rica, hasta hace pocos años sólo habían árboles dispersos; sin embargo, la importancia que ha adquirido el fruto en el mercado agroindustrial, tanto nacional como internacional, ha despertado el interés para desarrollar el cultivo comercialmente.

Actualmente en el país hay aproximadamente setecientas hectáreas cultivadas, distribuidas en plantaciones de dos a cinco hectáreas.

Esta especie se desarrolla desde el nivel del mar hasta los 1.000 m, aunque la altitud óptima para el cultivo está entre 400 a 600 m.

Requiere una temperatura promedio de 25 a 28°C y una precipitación media anual de 1.000 a 3.000 mm bien distribuída, aunque puede cultivarse en zonas con una estación seca moderada.

Los suelos en que se plante guanábana comercialmente deben ser profundos, arenosos y con muy buen drenaje. Son más convenientes los suelos con pH entre 5,5 y 6,5.

El terreno en que se realice una plantación de guanábana debe tener un suelo suelto, bien drenado y profundo; si es pesado, es indispensable la construcción de infraestructura de drenaje. Además debe estar protegido del viento para evitar la caída de flores y frutos.

Se recomienda plantar la guanábana a una distancia de siembra de 7 m x 7 m ó 8 m x 8 m, en un sistema de siembra cuadrangular o en tres bolillos. En terrenos inclinados deben seguirse curvas de nivel. Los hoyos deben tener un mínimo de 40 cm de lado x 40 cm de fondo. En la siembra es conveniente rellenarlos con tierra rica en materia orgánica.

Los requerimientos de fertilización en la guanábana es básico pero exigente respecto al nitrógeno y potasio.

A pesar de que la guanábana es un árbol tolerante a la sequía, y que se ha encontrado con frutos en lugares con una estación seca marcada, cuando se prolonga, es conveniente aplicar riego abundante antes de la floración, durante ella y posteriormente durante el período en que empieza a fructificar hasta la cosecha.

Respecto a las enfermedades que atacan la Guanábana, se encuentra la Antracnosis (*Colletotrichum gloesporioides* Penz). Esta es la enfermedad más importante de la guanábana en los climas de humedad relativa alta. Causa una pudrición negra en los frutos y ataca en todas las etapas de desarrollo, principalmente los tejidos tiernos. Los frutos se momifican y caen. En el vivero provoca necrosis en el cuello del tallo y en las ramas terminales.

Se ha observado que los árboles que crecen en condiciones poco favorables como mal drenaje, plagas, etc., son más afectadas por la antracnosis, por lo que se recomienda un manejo adecuado de la plantación.

El combate químico contra esta enfermedad permite cultivar este frutal con éxito.



Figura 2.5. Guanábana, Fruto.

#### 2.3.4 PAPAYA

La papaya (*Carica papaya L.*) es una especie originaria de América Central que pertenece a las Caricáceas, una pequeña familia principalmente americana compuesta por 6 géneros. La papaya pertenece al género *Carica*, de la cual es la única representante.

En Costa Rica predomina la siembra de dos variedades criollas, conocidas como “Lucia” y “Parriteña”. La variedad “Lucia” se caracteriza por ser relativamente heterogénea, con un peso de fruta que oscila entre 1,5 y 2,5 Kg y una productividad relativamente baja. La variedad “Parriteña” también es bastante heterogénea, pero produce una fruta de mayor tamaño (2 a 3 Kg), de pulpa gruesa y mejor sabor.

El período comprendido entre la germinación de la semilla y el inicio de la floración puede abarcar entre los dos y medio y los tres y medio meses, dependiendo de la variedad y de la temperatura de la zona. En términos generales, el cultivo se puede dividir en las siguientes etapas:

- a. Etapa vegetativa: de los 0 hasta los 2 ½ - 3 meses.
- b. Inicio de floración hasta inicio de cosecha: de los 2 ½ -3 hasta los 8 meses.
- c. Cosecha continua: de los 8 meses hasta los 18-20 meses.

Para lograr producciones comerciales de buena calidad en Costa Rica, la papaya debe sembrarse entre los 0 y los 600 msnm, con temperaturas promedios anuales entre 23 y 27 °C, y un régimen de precipitación que presente buena distribución a través de

todo el año. Por este motivo, es necesario utilizar riego en las Zona Pacífica del país durante los meses de verano.

Este cultivo requiere también una alta luminosidad para alcanzar su máxima calidad gustativa. Es importante señalar también que la papaya es afectada negativamente por el viento, el cual provoca daños mecánicos en los frutos y volcamiento de las plantas, en especial durante la etapa de plantas adultas cuando ya han entrado en producción.

Esta especie requiere de suelos de texturas livianas (franco a franco arenoso), con profundidades no menores a 1,20 metros y un excelente drenaje. (Bogantes Arias, Mora Newcomer, Umaña Rojas, & Loría Quirós).

Así mismo estos autores mencionan El sistema de siembra se puede definir como el diseño de la distribución de las plantas en el campo. Los más sencillos son los de cuadro y rectángulo, en las cuales las plantas se distribuyen en espaciamientos de 2,5 X 2,5 m (1600 plantas por hectárea) o 2,5 X 2 m (2000 plantas por hectárea) respectivamente. Estos sistemas se utilizan cuando todas las labores de cultivo se realizan sin la intervención de maquinaria.

### **2.3.5 YUCA**

De acuerdo con el MAG (s.f) la yuca, también conocida como *mandioca* o *cassava*, es originaria del trópico sudamericano. Es una planta leñosa de hasta 1-3 metros de altura. En Costa Rica las variedades *Valencia* y *Mangi* son las más conocidas, aunque en experimentación la que ha dado mejor resultado es la *Valencia*.

Es un cultivo de fácil adaptación, cuyos costos de producción, son bajos, los rendimientos altos y tiene amplio uso de la industria, así como en la alimentación humana y animal, lo que la convierte en la raíz de mayor consumo en el país, cuya área cultivada alcanza las 3.000 hectáreas.

La yuca se adapta desde el nivel del mar en la costa Atlántica y Pacífica hasta la zona montañosa del Valle Central, siendo los suelos óptimos para la yuca suelos francos, ricos en potasio, aunque crece bien en suelos de fertilidad media y baja, y con buen drenaje interno cuyo pH sea entre 5,2 y 6,5.

Respecto a la siembra se menciona que puede ser en plano si el suelo del terreno tiene muy buen drenaje y la precipitación no es muy abundante o en lomillos si el suelo



es pesado, la precipitación es elevada o se está planeado hacer la cosecha en forma semi-mecanizada. Este sistema facilita el desarrollo de las raíces y su cosecha, disminuye la incidencia de la pudrición radical.

En el caso de la variedad *Mangi* la distancia de siembra es 1 m entre surcos y 5 cm entre plantas. En San Carlos se acostumbra usar 1,2 m entre surcos y 60 cm entre plantas, pero se pueden utilizar distancias desde 1 x 1 hasta 1,2 x 0,6 m.

En la yuca los principales daños se dan por trips y ácaros: el ácaro verde de la yuca y las arañitas rojas. Sin embargo, la planta soporta el daño y no es rentable el combate.



Figura 2.6. Cultivo de yuca

## 2.4 TEMPERATURA

Está relacionada directamente con la parte de la energía interna conocida como energía sensible, que es la energía asociada a los movimientos de las partículas del sistema, sea en un sentido traslacional, rotacional, o en forma de vibraciones.

A temperaturas altas la transpiración es mayor, lo mismo que en presencia de luz, pues los estomas (poros) se abren permitiendo la salida de aire húmedo. Es de esperar que en un día soleado, despejado, con humedad relativa baja y ventosa, la evapotranspiración sea alta (Meruane & Garreaud, 2006).

## 2.5 HUMEDAD RELATIVA

El aire en la atmósfera se considera normalmente como una mezcla de dos componentes: aire seco y agua.

La humedad relativa, HR [%], es la proporción de vapor de agua real en el aire comparada con la cantidad de vapor de agua necesaria para la saturación a la temperatura correspondiente. Indica que tan cerca está el aire de la saturación. Se mide en porcentaje entre 0 y 100, donde el 0% significa aire seco y 100% aire saturado. (Meruane & Garreaud, 2006)

$$HR = \frac{p_{H_2O}}{p'_{H_2O}} \times \frac{P_e}{P_{H_2O}} \times P_{rof} \quad \dots (1)$$

Donde:

HR es la humedad relativa de la mezcla de aire.

$p_{H_2O}$  es la presión parcial de vapor de agua en la mezcla de aire.

$p'_{H_2O}$  es la presión de saturación de vapor de agua a la temperatura en la mezcla de aire.

Se utiliza el psicrómetro instrumento que consta de dos termómetros: el seco que mide la temperatura real, y el húmedo o mojado, llamado así porque su depósito está rodeado por una muselina humedecida. Sobre la tela se evapora más o menos agua según que la humedad atmosférica sea menor o mayor respectivamente. Es decir que la evaporación será mayor cuanto menor sea la humedad relativa. El agua para evaporarse toma calor del termómetro mojado y esto hace que descienda su temperatura. Con la lectura de los dos termómetros y tablas confeccionadas a tal efecto, se deduce la humedad relativa.

Otro instrumento es el higrómetro, cuyo elemento sensible es un haz de cabellos desengrasados, de mujer joven, rubia, la longitud de los cuales varía sensiblemente con el grado de humedad.

## 2.6 EVAPOTRANSPIRACIÓN

Se conoce como evapotranspiración (ET) la combinación de dos procesos separados por los que el agua se pierde a través de la superficie del suelo por evaporación y por otra parte mediante transpiración del cultivo.

La evaporación es el proceso por el cual el agua líquida se convierte en vapor de agua (Vaporización) y se retira de la superficie evaporante (remoción de vapor). El agua se evapora de una variedad de superficies, tales como lagos, ríos, caminos, suelos y la vegetación mojada.

La transpiración consiste en la vaporización del agua líquida contenida en los tejidos de la planta y su posterior remoción hacia la atmósfera. Los cultivos pierden agua predominantemente a través de los estomas. Estos son pequeñas aberturas en la hoja de la planta a través de las cuales atraviesan los gases y el vapor de agua de la planta hacia la atmósfera (FAO, 2006) .

La cantidad de vapor de agua que transpira una planta, varía día a día con los factores ambientales que actúan sobre las condiciones fisiológicas del vegetal y determinan la rapidez con que el vapor del agua se desprende de la planta, siendo los principales:

- Radiación solar
- Humedad relativa
- Temperatura
- Viento

**Radiación solar.** Este término comprende la luz visible y otras formas de energía radiante (radiaciones infrarrojas y ultravioleta). El principal efecto de las radiaciones solares sobre la evapotranspiración proviene de la influencia de la luz sobre la apertura y cierre de los estomas, ya que en la mayoría de las especies vegetales, los estomas por lo común, permanecen cerrados cuando desaparece la luz.

**Humedad relativa.** En general si otros factores permanecen constantes, cuando la presión del vapor es mayor, será más lenta la evapotranspiración. Si los estomas están cubiertos, la difusión del vapor de agua de las hojas dependerá de la diferencia entre la presión de vapor de agua en los espacios intercelulares y la presión de vapor de la atmósfera exterior.

**Temperatura.** Influye en la velocidad en que se difunde el vapor de agua de la hojas a través de los estomas, en general cuanto más alta es la temperatura para un gradiente dado, más alta es la velocidad de difusión.

**Viento.** El efecto del viento sobre la evapotranspiración dependerá de las condiciones ambientales. Un aumento en la velocidad del viento, dentro de ciertos límites significa una mayor evapotranspiración, sin embargo, puede decirse que la evapotranspiración aumenta relativamente más, por los efectos de una brisa suave (0 a 3 km/hora), que por vientos de gran velocidad. Se ha observado que estos últimos ejercen más bien un efecto retardante sobre la evapotranspiración, probablemente debido al cierre de los estomas en tales condiciones. El efecto del viento puede ser indirecto sobre la evapotranspiración a través de la influencia que ejercen en la temperatura de las hojas (De la Peña, 1987).

### **2.6.1 COEFICIENTE DE CULTIVO ( $K_c$ )**

Es un valor que depende de las características anatómicas, morfológicas y fisiológicas de la planta. Varía según el periodo de crecimiento de la planta, depende de la capacidad de la planta para extraer agua del suelo según su estado de desarrollo vegetativo (Valverde, 2007)

Durante el período de crecimiento del cultivo, la variación del coeficiente del cultivo  $K_c$  expresa los cambios en la vegetación y en el grado de cobertura del suelo. Esta variación del coeficiente  $K_c$  a lo largo del crecimiento del cultivo está representada por la curva del coeficiente del cultivo. En la siguiente figura se muestra las variaciones del  $K_c$  para diferentes etapas del cultivo.

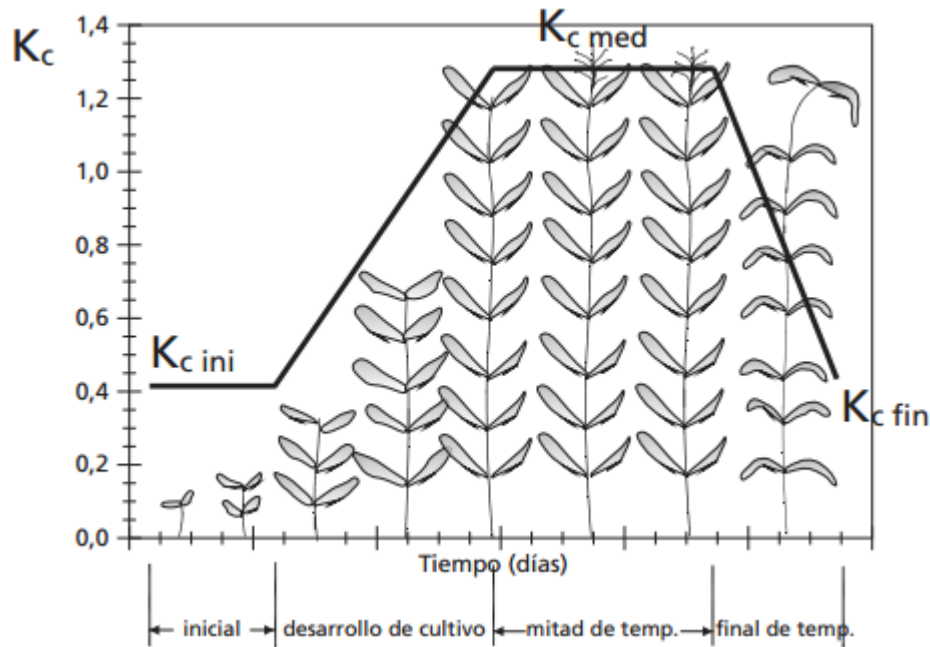


Figura 2.7. Variación del coeficiente de cultivo según su etapa fenológica

Para describir y construir la curva del coeficiente del cultivo se necesitan solamente tres valores de  $K_c$ : los correspondientes a la etapa inicial ( $K_c$  inicial), la etapa de mediados de temporada ( $K_c$  med) y la etapa final ( $K_c$  fin) (FAO, 2006).

La Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO) elaboró la siguiente tabla donde se muestran valores de  $K_c$  para diferentes cultivos, además se aclara que estos son valores generales de  $K_c$  inicial considerando un manejo típico del riego y humedecimiento del suelo. Para humedecimientos frecuentes, tal como en el caso de riego por aspersión de alta frecuencia o lluvia diaria, estos valores pueden aumentar sustancialmente pudiendo acercarse a 1,0 a 1,2. El valor de  $K_c$  inicial es una función del intervalo de humedecimiento y la tasa potencial de evaporación durante las etapas inicial y de desarrollo del cultivo.

### 2.6.2 MÉTODO DE THORNTHWAITE.

La fórmula empírica desarrollada por Thornthwaite permite calcular la evapotranspiración a partir de datos de temperatura media mensual, de la siguiente manera:

$$e=16 \frac{t}{i}^a \dots(2)$$

Donde:

e = evapotranspiración mensual en mm por mes de 30 días y 12 horas de duración

t = temperatura media mensual en °C

I =  $\Sigma i$  = índice térmico anual

$I = \frac{t}{5}^{1.514}$  = índice térmico mensual

a = exponente que varía con el índice anual de calor de la localidad

El valor de “e” debe ser corregido de acuerdo con el mes y la latitud de la localidad (10°), con la siguiente ecuación:

$$e_c = f \times e \dots (3)$$

Donde:

ec = evapotranspiración mensual corregida en mm

f = factor de corrección

### **2.6.3 MÉTODO DE HARGREAVES.**

La fórmula para el cálculo de la evapotranspiración (ET<sub>o</sub>), según Hargreaves es la siguiente:

$$E_{to} = 0.0023 R_a (T_{max} - T_{min})^{0.5} T_{med} + 17.8 \text{ mm/día} \dots (4)$$

Donde:

ET<sub>o</sub> = evapotranspiración de referencia, mm/día

R<sub>a</sub> = radiación extraterrestre, mm/día (Anexos 4 y 5)

T<sub>max</sub> = temperatura máxima media, °C

T<sub>mín</sub> = temperatura mínima, °C

### **2.6.4 MÉTODO DE PENMAN.**

Este método se explica en instructivo elaborado por la FAO (FAO, 2006)

### **2.6.5 MÉTODO DE UTILIZADO POR EL MINAET**

Este método se detalla en el reglamento “Manual Técnico del Departamento de Aguas” publicado el jueves 20 de mayo del 2004, en La gaceta N° 98 por parte del Instituto Meteorológico Nacional.

## 2.7 PRECIPITACIÓN

Dentro de la meteorología, la precipitación se define como cualquier forma de agua que cae del cielo. Esto incluye lluvia, nieve, neblina y rocío.

La precipitación es una parte importante del ciclo del agua y es responsable por depositar agua fresca en el planeta. La precipitación es generada por las nubes cuando alcanzan un punto de saturación; en este punto las gotas de agua creciente (o pedazos de hielo) se forman, que caen a la Tierra por gravedad.

Para realizar las mediciones de precipitación en un área determinada se utiliza el *pluviómetro*. El *pluviómetro* es un cilindro vertical abierto en su parte superior para permitir la entrada de la lluvia y calibrado en milímetros o pulgadas, de modo que se pueda medir la profundidad total de la lluvia caída, mientras que el *nivómetro* es también un cilindro que se hincan en la nieve para obtener una muestra.

Después se funde ésta y se mide en términos de profundidad equivalente de agua, permitiendo con ello que su medición sea compatible con la de las precipitaciones. Las mediciones de la profundidad de la nieve caída se efectúan con una regla similar a las reglas comunes. (Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2013)

## 2.8 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

La precipitación que cae al suelo, no es aprovechable en su totalidad, ya que cuando la velocidad de infiltración es excedida o cuando el volumen vertido es mayor al asimilable por el suelo se producen la escorrentía y la percolación, es por ello que del total de la lluvia que cae al suelo solo una cierta cantidad es útil para las plantas, dicha fracción del total lleva el nombre de precipitación efectiva. Para su determinación se han desarrollado varios métodos dentro de los cuales destaca el Método del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA, por sus siglas en inglés).

EL Método USDA, también se le conoce como método FAO, este método se basa en la relación entre la precipitación total mensual (mm) y la evapotranspiración real del cultivo, confeccionada para una capacidad de almacenamiento del suelo entre límite productivo (Lp) y capacidad de campo (CC) igual a 75mm. Para valores de CC – Lp diferentes de 75mm se ofrecen factores de corrección que afectan al valor obtenido de precipitación efectiva. (FAO,1990)

**Cuadro 2.3 Método FAO**

ET (mm)	Precipitación efectiva (mm)															
25	8	16	24													
50	8	17	25	32	39	46										
75	9	18	27	34	41	48	56	62	69							
100	9	19	28	35	43	52	59	66	73	80	87	94	100			
125	10	20	30	37	46	54	62	70	76	85	92	98	107	116	120	
150	10	21	31	39	49	57	66	74	81	89	97	104	112	119	127	133
175	11	23	32	42	52	61	69	78	86	95	103	111	118	126	134	141
200	11	24	33	44	54	64	73	82	91	100	109	117	125	134	142	150
205	12	25	35	47	57	68	78	87	96	106	115	124	132	141	150	159
250	13	25	38	50	61	72	84	92	102	112	121	132	140	150	158	167
Precip. al mes (mm)	12	25	37	50	62	75	87	100	112	125	137	150	162	175	187	200
Reserva del suelo (mm)		20	25	28	50	62	75	100	125	150	175	200				
Factor de corrección		0,73	0,77	0,86	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08				

Fuente: FAO

## 2.9 ESTUDIO EDAFOLÓGICO

### 2.9.1 PESO ESPECÍFICO APARENTE (Pe)

Peso específico aparente es la relación entre el peso del suelo seco y el volumen aparente del suelo. Cuando se habla de peso de suelo seco nos estamos refiriendo a secar la muestra del suelo durante 24 horas a una temperatura de 105°C; esto se lleva a cabo generalmente en un horno o estufa (Israelsen & Hansen, 1985).

$$Pe = \frac{P_{ss}}{V} \dots (5)$$

Este se encuentra influenciado por la estructura, textura y compactación del suelo, este es un parámetro importante para los cálculos que de lámina del suelo.

Donde:

Pe = Peso específico aparente (g/cm<sup>3</sup>).

P<sub>ss</sub> = Peso de suelo seco (g).

V = Volumen de suelo más poros (cm<sup>3</sup>).



## 2.9.2 TEXTURA

La textura se la proporción de cada elemento en el suelo, representada por el porcentaje de arena, arcilla y limo. Se considera que un suelo presenta buena textura cuando estas proporciones brindan a la planta la posibilidad de un buen desarrollo radicular y un nivel adecuado de nutrientes (Crosara, 2013).

En edafología las partículas de un suelo se clasifican en elementos gruesos (tamaño de diámetro superior a 2 mm) y elementos finos (tamaño inferior a 2 mm). Estos últimos son los utilizados para definir la textura de un suelo.

Siguiendo la terminología establecida por la USDA (USDA, 2006) tenemos las siguientes clases de partículas inferiores a 2 mm de diámetro ( $\emptyset$ ):

- Arena muy gruesa:  $2 \text{ mm} > \emptyset > 1 \text{ mm}$
- Arena gruesa:  $1 \text{ mm} > \emptyset > 0.5 \text{ mm}$
- Arena media  $0.5 \text{ mm} > \emptyset > 0.25 \text{ mm}$
- Arena fina  $0.25 \text{ mm} > \emptyset > 0.10 \text{ mm}$
- Arena muy fina  $0.10 \text{ mm} > \emptyset > 0.05 \text{ mm}$
- Limo  $0.05 \text{ mm} > \emptyset > 0.002 \text{ mm}$
- Arcilla  $\emptyset < 0.002 \text{ mm}$

No obstante, a grandes rasgos se clasifica:

- Arena  $2 \text{ mm} > \emptyset > 0,05 \text{ mm}$
- Limo  $0,05 \text{ mm} > \emptyset > 0,002 \text{ mm}$
- Arcilla  $\emptyset < 0.002 \text{ mm}$
- 

La textura del suelo, varía de unos horizontes a otros, siendo una característica propia de cada uno de ellos por lo que es tan importante el análisis de los diferentes horizontes del suelo uno a uno.

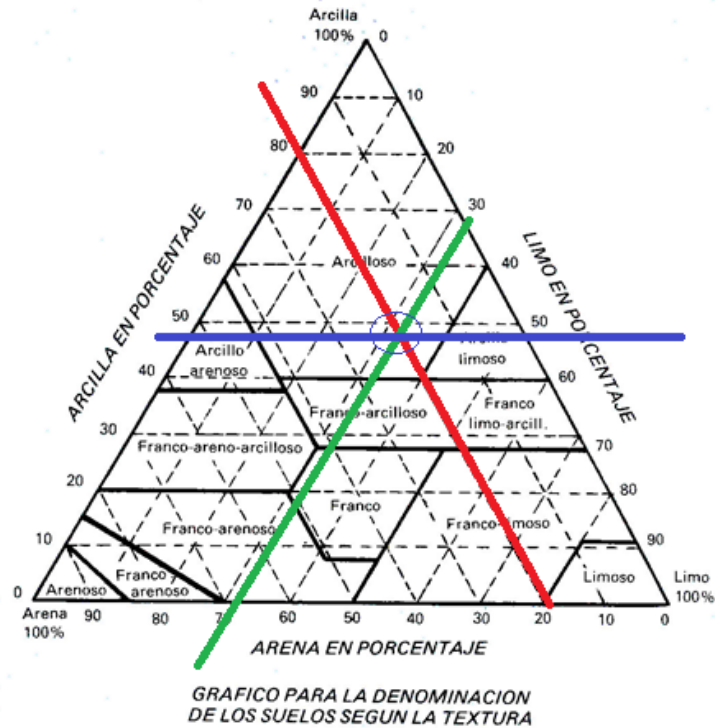


Figura 2.8. Ejemplo del uso del triángulo de texturas

## 2.10 AGUA EN EL SUELO

De acuerdo con Cantero y Luque (s.f), el agua en el suelo se halla alojada en los macro y micro poros y adsorbida en las partículas de suelo. Para un determinado momento, la cantidad de agua contenida por un suelo podrá definirse según las siguientes condiciones:

a) **Humedad de Saturación:** es el contenido de agua de un suelo en el que todos sus poros están llenos de agua. Esta situación puede observarse inmediatamente después de una lluvia o riego abundante.

b) **Capacidad de Campo (CC):** también conocido como límite máximo, es el contenido de agua presente en un suelo luego de drenar libremente durante los 2 o 3 días posteriores a una lluvia o riego intenso. Se estima que corresponde al agua retenida a un potencial mátrico que puede variar entre 0.1 bar para suelos arenosos hasta 0.5 bares para suelos arcillosos. Se puede tomar como valor medio 0.3 bar (FAO, 2006).

La estimación de la CC en condiciones naturales puede lograrse provocando la saturación del suelo y cubriéndolo con plástico para evitar la evaporación. Se espera

entre 24 y 72 horas (más tiempo en los suelos arcillosos) y se toma una muestra para determinar su contenido de humedad.

Otra forma de estimación es en laboratorio a través de la determinación de la humedad equivalente, considerando la muestra de suelo disturbada. En esta determinación hay influencias significativas de la granulometría, los suelos de textura arenosa pierden más agua que los de textura fina. Dada la estrecha relación entre el contenido de fracciones texturales finas y el contenido de humedad equivalente este valor también puede estimarse a través de ecuaciones predictivas, ajustadas a las condiciones edáficas regionales (FAO, 2006).

**c) Punto de Marchitez Permanente (PMP):** También conocido como límite mínimo, es el contenido de agua de un suelo retenida tan firmemente que las plantas no pueden extraerla causándoles una marchitez irreversible. En este estado se admite, en general, que el agua está retenida con potenciales menores a -15 bares.

Para la estimación de la cantidad de agua que un suelo posee en el PMP se emplean metodologías más complejas (biológicas u ollas de placas o membranas de Richards). En general se puede asumir que el valor de PMP de un suelo es aproximadamente el 50 % de la CC del mismo.

Para la determinación de los valores de CC y PMP se destacan los métodos siguientes:

*El método de Textura*, aplica una fórmula en función del contenido de arena, limo y arcilla que presente el suelo.

$$CC = (0,6382x\%arcilla) + (0,2845x\%limo) + (0,0507x\%arena) \dots(6)$$

donde también, si el PMP es conocido, la capacidad de campo se puede estimar en forma aproximada.

$$CC = 2,0421x PMP - 2,3823 \dots(7)$$

Por otro lado también un método importante es el de Platos de cerámica y ollas de presión, se toman muestras de suelo sin disturbar, estas deben ser de alrededor de 25 gramos. Se colocan en el plato de cerámica previamente saturado. En el plato de cerámica las muestras se dejan con un milímetro de agua durante 24 horas. Se extrae el sobrante de agua en los platos y se colocan en la olla de presión, cerrándola en forma

hermética. Se regula la presión de tal forma de aplicar una presión a la olla de 0,33 atmósferas durante 48 horas, se pesan las muestras y luego se colocan en el horno y se secan por 24 horas. Se determina la humedad gravimétrica con base a suelo seco, la que equivale a capacidad de campo. Respecto a PMP la presión que se aplica a las muestras es de 15 atmósferas siguiendo el mismo procedimiento para CC.

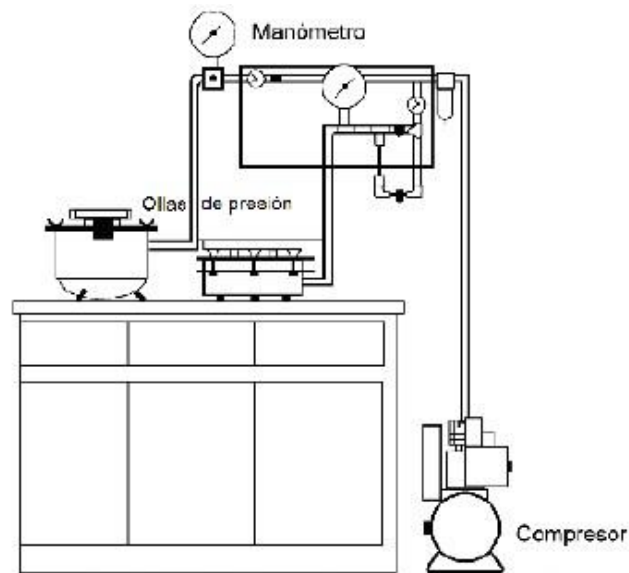


Figura 2.9. Equipo utilizado para el método de ollas de presión.

## 2.11 LAMINA CONTENIDA EN UN PERFIL DE SUELO ( $L_p$ ).

Según Villalobos (2008), para conocer la lámina de agua contenida en un perfil del suelo, se debe de determinar previamente el porcentaje de humedad gravimétrica y volumétrica que tiene el suelo, esto se lleva a cabo de la siguiente manera:

Se extrae una muestra de suelo a la profundidad deseada y se pesa, luego se lleva al laboratorio y se seca durante 24 horas a  $105^{\circ}\text{C}$ . La humedad gravimétrica esta determinada por:

$$Hg = \frac{P_{sh} - P_{ss}}{P_{ss}} \times 100 \dots (8)$$

Donde:

Hg = Humedad gravimétrica (%).

Psh = Peso de suelo húmedo (g).

Pss = Peso de suelo seco (g).

La fórmula anterior es lo que se conoce como humedad gravimétrica del suelo. Para obtener la humedad volumétrica se multiplica la gravimétrica por el peso específico aparente relativo.

$$Hv = Hgx \frac{Pe}{Pe_{H_2O}} \dots(9)$$

Dónde:

Hv = Humedad volumétrica (%).

Hg = Humedad gravimétrica (%).

Pe = Peso específico aparente (g/cm<sup>3</sup>).

PeH<sub>2</sub>O = Peso específico del agua (g/cm<sup>3</sup>).

Como el peso específico del agua se toma como un gramo por cada centímetro cúbico, en la mayoría de los casos se omite en la fórmula.

Si se conoce el porcentaje de humedad con base a volumen, se puede calcular la lámina contenida en un perfil de suelo, multiplicando la humedad gravimétrica por la profundidad del perfil.

$$Lp = \frac{HvxProf}{100} \dots(10)$$

Dónde:

Lp = Lámina contenida en ese perfil ( cm o mm).

Hv = Humedad volumétrica (%).

Prof = Profundidad del perfil (cm o mm).

Las unidades que se obtienen para la lámina en el perfil, como se deduce de la fórmula anterior, dependen de las unidades en que se introduzca la profundidad del perfil, así, si la profundidad del perfil está dada en cm, la lámina tendrá unidades de cm, y si la profundidad del perfil tiene unidades de mm, la lámina tendrá unidades de mm.

Cuando se dice que un suelo tiene una lámina de 50 mm, esto no quiere decir que en el perfil del suelo solo hay humedecidos 50 mm, sino que esa lámina equivaldría a colocar sobre una superficie totalmente impermeable un espesor de 50 mm de agua. En el suelo va a estar humedecido hasta la profundidad que se tomó en cuenta para el cálculo de esa lámina.

Una lámina de agua se puede convertir a volumen, si se multiplica por el área donde se va a distribuir. Por ejemplo si se toma como base una hectárea, se tiene:

$$V_{ha} = 1\text{mm} \times \frac{10000\text{m}^2}{1\text{ha}} \times \frac{1\text{m}}{1000\text{mm}} = 10 \frac{\text{m}^3}{\text{ha}} \dots(11)$$

Es decir un mm de agua equivale a decir que se tendrían 10 m<sup>3</sup> por hectárea o lo que es lo mismo 1 litro por m<sup>2</sup>.

Conociendo la lámina que tiene un perfil de suelo y la máxima lámina que puede retener ese perfil, por diferencia se puede calcular la lámina que se le debe de aplicar a un perfil de suelo para llevarlo a su máxima capacidad de retención.

### 2.11.1 COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (CUR)

El coeficiente unitario de riego representa el gasto de agua (lámina mm) que requiere una hectárea para cualquier cultivo, está en función de la evaporación potencial, el coeficiente del cultivo y las eficiencias de aplicación y conducción, se utiliza para calcular en área que se puede regar si el caudal es limitado, por factores técnicos o alguna concesión. (Phillips, Vargas, & Chacón, 2004)

Se define por la siguiente ecuación.

$$Cur = \frac{Etp \times Kc}{Efa \times Efc} \times 0.116 \dots(12)$$

Donde:

Cur = requerimiento de agua del cultivo (mm/día).

Etp = evapotranspiración potencial (mm/día).

Kc = coeficiente de cultivo (adimensional).

Efa = eficiencia de aplicación de riego (adimensional).

Efc = eficiencia de conducción de riego (adimensional).

0.116= factor de conversión de unidades de mm/día a l/s/ha

## 2.11.2 AGOTAMIENTO DEL AGUA ÚTIL

Villalobos (2008) citando a Grassi, menciona que para el cálculo de la lámina de riego se debe establecer un agotamiento permisible ya que no se debe permitir que se agote el agua en su totalidad hasta llegar al punto de marchites permanente esto debido a que conforme se disminuye la cantidad de agua en el suelo se necesita un mayor esfuerzo por parte de las plantas para poder obtener el líquido para su consumo y algunos cultivos presentan problemas incluso con agotamientos pequeños, el agotamiento permisible depende de cada cultivo en específico. En el siguiente cuadro se muestran agotamientos permisibles según el cultivo:

Cuadro 2.4 Evaporación máxima para diferentes cultivos

TIPO CULTIVO	EVAPOTRANSPIRACIÓN MÁXIMA (mm/día)				
	2	4	6	8	10
Cebolla Chile Papa	0,500	0,350	0,250	0,200	0,175
Banana Col Uva Guisante Tomate	0,675	0,475	0,350	0,275	0,225
Alfalfa Frijol Cítricos Maní Piña Girasol Sandía Trigo	0,870	0,600	0,450	0,375	0,300
Algodón Maíz Olivo Sorgo Soja Caña Tabaco	0,875	0,700	0,550	0,450	0,400

Fuente: GRASSI, J.C. 1987. Diseño y operación de riego por superficie. CIDIAT, Mérida, Venezuela

### 2.11.3 LÁMINA MÁXIMA ( $L_m$ )

El cálculo de la máxima lámina de agua que un suelo puede retener se obtiene mediante la siguiente ecuación. (Villalobos, 2008)

$$L_m = \frac{CC-PMP}{100} \times \frac{Pe}{P_{H_2O}} \times P_{rof} \dots (13)$$

Donde:

$L_m$  = lámina máxima (mm).

CC = capacidad de campo b.s.s (%)

PMP = punto de marchites permanente b.s.s (%)

Pe = peso específico aparente (g/cm<sup>3</sup>).

PeH<sub>2</sub>O = peso específico del agua (g/cm<sup>3</sup>).

Prof = profundidad radicular (mm)

### 2.11.4 LAMINA NETA ( $L_n$ ).

La lámina máxima que retiene un suelo, se calcula hasta cierta profundidad de perfil y está definida por el porcentaje de agotamiento de humedad que se quiera, dependiendo de qué tan sensible es el cultivo. Se calcula mediante la ecuación:

$$L_n = \frac{CC-PMP}{100} \times Pe \times Prof \times Ag \dots (14)$$

Donde:

$L_n$  = lámina neta (mm).

CC = capacidad de campo b.s.s (%)

PMP = punto de marchites permanente b.s.s (%)

Pe = peso específico aparente (g/cm<sup>3</sup>).

PeH<sub>2</sub>O = peso específico del agua (g/cm<sup>3</sup>).

Ag = agotamiento permitido (decimal)



Prof = profundidad radicular (mm)

### 2.11.5 LÁMINA BRUTA (Lb)

Las pérdidas de agua siempre se encuentran presentes en un sistema de riego, sea por evaporación, percolación profunda o escorrentía, entre otros. Para evitar que en el perfil del suelo vaya a quedar una lámina inferior se debe aplicar una lámina mayor en el suelo, a ésta se le llama lámina bruta. (Villalobos,2008)

Se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$Lb = \frac{Ln}{E_{fap}} \dots (15)$$

Donde:

Lb = lámina bruta (mm).

Ln = lámina neta (mm).

E<sub>fap</sub> = eficiencia de aplicación (decimal).

### 2.12 FRECUENCIA DE RIEGO (Fr).

Es cada cuanto tiempo se debe de reponer el agua que se ha aplicado al perfil del suelo.

A partir de que se coloca en el perfil del suelo la lámina que se quiere, comienza a producirse evapotranspiración por parte del cultivo, hasta llegar a consumirse en su totalidad. El intervalo con que se deba de reponer esa lámina depende de la magnitud de ésta y de la evapotranspiración real del cultivo.

Si se está consumiendo determinada cantidad diaria de agua por parte del cultivo, la frecuencia de riego se puede determinar por:

$$Fr = \frac{Ln}{E_{tr}} \dots (16)$$

Donde.

Fr = frecuencia o intervalo de riego (días).

Ln = lámina neta (cm, mm).

E<sub>tr</sub> = evapotranspiración real del cultivo (cm/día, mm/día).

Comúnmente el valor que se obtiene de frecuencia de riego, no es un número entero, por lo que se debe de redondear. Generalmente en riego por superficie se redondea hacía el número entero menor. (Villalobos,2008)

Este redondeo se realiza debido a que una fracción de día no es posible estimarla, además de ello se debe establecer un nuevo cálculo para corregir la lámina neta, puesto que se su aplicación será en una frecuencia menor a la calculada anteriormente, para ello se aplica la siguiente ecuación:

$$La=Frn \times Etr \dots (17)$$

Donde:

Frn = nueva frecuencia o intervalo de riego (días).

La = lámina ajustada a la nueva frecuencia de riego (cm, mm).

Etr = evapotranspiración real del cultivo (cm/día, mm/día).

## 2.13 INFILTRACIÓN

La infiltración se define como el proceso por el cual el agua penetra por la superficie del suelo y llega hasta sus capas inferiores. Muchos factores del suelo afectan el control de la infiltración, así como también gobiernan el movimiento del agua dentro del mismo y su distribución durante y después de la infiltración. (Vélez, 2002)

La capacidad de infiltración conocida también como “infiltrabilidad del suelo” es el flujo que el perfil del suelo puede absorber a través de su superficie, cuando es mantenido en contacto con el agua a la presión atmosférica. Mientras la velocidad de aporte de agua a la superficie del suelo sea menor que la infiltrabilidad, el agua se infiltra tan rápidamente como es aportada y la velocidad de aporte determina la velocidad de infiltración (o sea, el proceso es controlado por el flujo). Sin embargo, una vez que la velocidad de aporte excede la infiltrabilidad del suelo es ésta última la que determina la velocidad real de infiltración; de ese modo el proceso es controlado por las características del perfil. (Gurovich,1985)

## 2.14 FORMAS DE EXPRESAR LA INFILTRACIÓN EN EL SUELO.

### 2.14.1 INFILTRACION INSTANTÁNEA ( $I_i$ ):

Es la velocidad de infiltración expresada generalmente en mm/h o cm/h, con que el suelo absorbe agua en un momento dado (intervalo), esta decrece con el tiempo hasta llegar hacerse aproximadamente constante.

#### 2.14.1.1 INFILTRACION ACUMULADA ( $I_{cum}$ ):

Es la lámina acumulada (cm o mm), a través del tiempo. Algunas veces se conoce como penetración. Ésta aumenta con el tiempo.

#### 2.14.1.2 INFILTRACION MEDIA O PROMEDIO ( $I_p$ ):

Es la velocidad de infiltración en cm/h o mm/h, correspondiente a un determinado tiempo acumulado, esta decrece con el tiempo (Villalobos, 2008.)

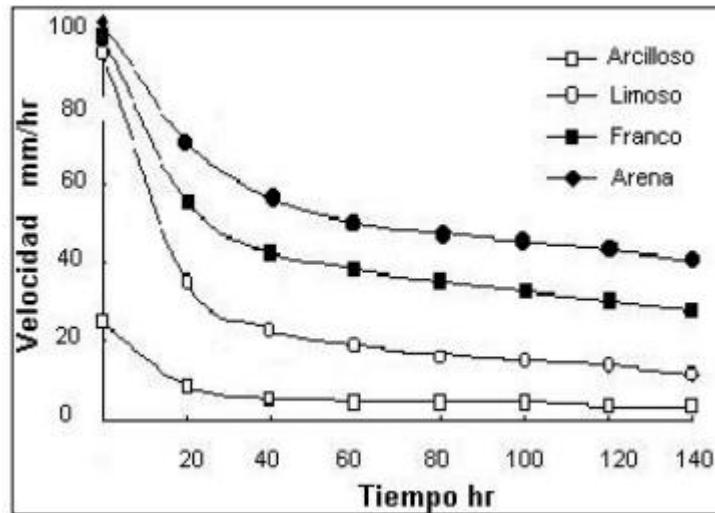


Figura 2.10. Velocidad de infiltración según textura del suelo

## 2.15 CILINDROS INFILTRÓMETROS

Este método desarrollado por Musgrave en 1935, en principio se desarrolló utilizando un solo cilindro, posteriormente se cambió a la utilización de dos cilindros concéntricos con el fin de disminuir el error que se produjo en las primeras pruebas por el movimiento lateral del agua, cuando el objetivo real es el estudio del movimiento de

agua en forma descendente en el suelo. Se utiliza para determinar la velocidad de infiltración en suelos en los que se establecerán métodos de riego, tales como acequias en contorno, bordes, tazas, aspersión y goteo (Gurovich,1985).

Según Gurovich 1985, los materiales necesarios para la ejecución adecuada de éste, son:

- a. Cilindro metálico de acero, y un diámetro no inferior a 30 cm y de 0,5 cm de grosor.
- b. Martillo (pesado para labores de penetración en el suelo)
- c. Estanque de agua de 10 a 15 litros.
- d. Agua de igual calidad.
- e. Regla milimétrica.
- f. Protector de erosión (plástico, madera en el fondo del cilindro)
- g. Cronómetro o reloj.

El registro de las mediciones, se realiza en base a una tabla con distintas alturas de agua en el cilindro, a intervalos periódicos, de modo de registrar intervalos a los 5, 10, 20, 30,45, 60 90.

La limitación más seria para este método es su ubicación en el suelo ya que puede producir cierta alteración en la estructura, que a su vez provoca variaciones en la velocidad de infiltración, otro problema es el aire atrapado dado que este ocupa espacio poroso que no puede ser eliminado por bajo condiciones de flujo saturado. (Gurovich, Fundamentos y diseño de sistemas de riego, 1985). Villalobos en su libro fundamentos de Riego detalla el procedimiento (Villalobos 2008).

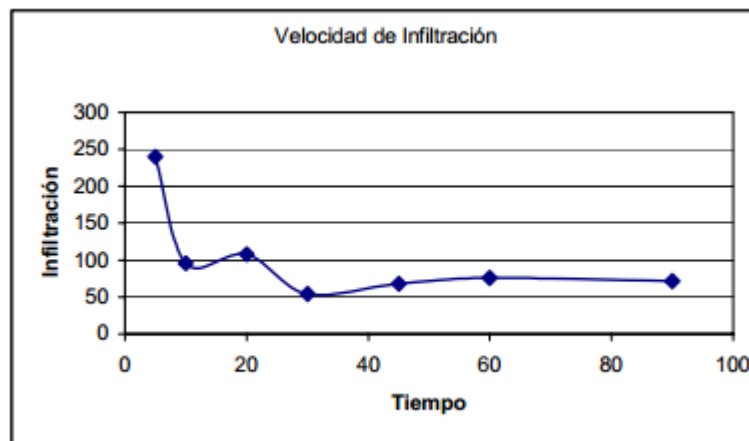


Figura 2.11. Gráfico típico de infiltración

El procedimiento para determinar realizar la prueba de infiltración con cilindros infiltrómetros es el siguiente:

Se tienen dos cilindros metálicos de 3,17 mm de espesor. Uno de los cilindros tiene de 22 a 30 cm de diámetro y una altura de 30 cm, dicho cilindro se debe enterrar en el suelo unos 10 cm. Alrededor de este cilindro se debe de colocar otro de mayor diámetro (unos 30 cm mayor) y de 18 cm de altura.

El cilindro exterior sirve como regulador del agua, para evitar en parte la infiltración lateral. El exterior se debe de enterrar de 5 a 10 cm.

Luego se deposita en el cilindro exterior, aproximadamente 15 cm de agua. Se coloca un plástico en el cilindro interior y se deposita agua hasta una altura de 7,5 cm, el plástico sirve para no disturbar el suelo. Luego el plástico se debe de retirar.

Se coloca una regla graduada en forma vertical en el cilindro interior, de tal forma que quede firme y se pueda medir la altura de agua.

Se toma la hora de inicio y se proceden a tomar 5 lecturas cada minuto, una pasados 5 minutos más, 3 más con intervalos de 10 minutos, 2 más con intervalos de 15 minutos y 3 más con un intervalo de 20 minutos. Al final se deban completar 120 minutos.

## **2.16 RIEGO POR MICROASPERSIÓN**

Es la aplicación de agua a la superficie del suelo en forma localizada, mediante aspersores pequeños.

### **2.16.1 VENTAJAS**

Dentro de las ventajas más importantes se destaca:

- Economía agua.
- No interfiere con labores culturales.
- Ahorro de energía.
- Poca mano de obra.
- Adaptable a todo tipo suelo.
- Mantenimiento fácil comparado con goteo.
- No moja follaje y frutos.
- Alta eficiencia de uniformidad.

## 2.16.2 DESVENTAJAS

Dentro de las ventajas más importantes se destaca:

- Requiere filtrado.
- Es un sistema permanente, sólido.
- Tubería dañada por roedores.
- Costo inicial alto.

## 2.17 SELECCIÓN DEL MICROASPERSOR

Como norma se requieren los catálogos de los fabricantes, Generalmente el catálogo del fabricante da información referida a:

- a. Diámetro de boquillas.
- b. Presión de operación.
- c. Caudal.
- d. Diámetro o radio de humedecimiento.
- e. Espaciamientos.
- f. Coeficientes de uniformidad.

## 2.18 PORCENTAJE DE ÁREA HUMEDECIDA DE LOS MICROS (PAR)

De acuerdo con Villalobos el PAR se obtiene mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$PAR = \frac{\Pi \times D^2}{4 \times Sp \times Sh} \dots (18)$$

Donde:

PAR= porcentaje de área humedecida de los micros (%)

D = diámetro de humedecimiento (m)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

Se tienen valores para el PAR en función del tipo de sistema de riego y de la plantación presente, dichos valores se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro. 5 Porcentaje de área bajo riego recomendada para los diferentes sistemas de riego.

SISTEMA DE RIEGO	PAR (%)
Aspersión	100
Microaspersión	50 – 75
Goteo	20 – 70

Fuente: Villalobos s.f .Riego a Presión

Así mismo de la ecuación 12 se puede despejar el diámetro de humedecimiento para un determinado PAR, con lo cual se puede elegir el microaspersor.

$$D = \frac{Sp \times Sh \times PAR \times 4}{\pi} \dots (19)$$

Donde:

PAR= porcentaje de área humedecida de los micros (%)

D = diámetro de humedecimiento (m)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

En la selección del microaspersor el diámetro de humedecimiento debe ser igual o mayor al obtenido con la ecuación anterior, con el propósito de asegurar un porcentaje de área humedecida (PAR) adecuado.

### 2.18.1 CONSUMO NETO POR ÁRBOL O PLANTA (Cnp)

El consumo de agua neto que se tiene para cada planta o árbol está dado por la siguiente ecuación:

$$Cnp = Ln \times Sp \times Sh \dots (20)$$

Donde:

Cnp = consumo neto por árbol o planta (l/árbol, para una determinada frecuencia de riego)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

### **2.18.2 CONSUMO NETO DIARIO (Cnd)**

El consumo neto diario está dado por la ecuación siguiente:

$$Cnd = \frac{Cnp}{frec} \dots(21)$$

Donde:

Cnd = consumo neto diario (l/árbol/día)

frec= frecuencia de riego (día)

### **2.18.3 CONSUMO BRUTO POR ÁRBOL O PLANTA (Cbp)**

El consumo bruto de cada árbol o planta está dado por la siguiente ecuación:

$$Cbp = Lb \times Sp \times Sh \dots(22)$$

Donde:

Cbp = consumo bruto por árbol o planta (l/árbol, para una determinada frecuencia de riego)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

Lb= lámina bruta (mm)

### **2.18.4 CONSUMO BRUTO DIARIO (Cbd)**

El consumo bruto de cada árbol o planta está dado por la siguiente ecuación:

$$Cbd = \frac{Cbp}{frec} \dots(23)$$

Donde:



Cbd = consumo bruto diario (l/árbol/día)

frec= frecuencia de riego (día)

### 2.18.5 CAUDAL MÍNIMO Y MÁXIMO DEL ASPERSOR

El caudal mínimo y máximo del aspersor se obtiene mediante las ecuaciones 18 y 19, dichas ecuaciones permiten encontrar el rango adecuado en el cual se debe encontrar el caudal del microaspersor elegido.

$$q_{\text{mín}} = \frac{C_{\text{bp}}}{h_{\text{disp}}} \dots(24)$$

Donde:

qmin = caudal mínimo del microaspersor (l/h)

hdisp= horas disponibles de riego

$$q_{\text{max}} = I_b \times (S_p \times S_h \times \text{PAR}) \dots(25)$$

Donde:

qmax = caudal máximo del microaspersor (l/h)

Ib= Infiltración base (mm/día)

PAR= porcentaje de área humedecida de los micros (%)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

### 2.18.6 TIEMPO DE RIEGO

El tiempo de riego se calcula como un volumen sobre el caudal que se aplica. Se muestra a continuación la ecuación correspondiente:

$$T_r = \frac{C_{\text{bp}}}{q_{\text{micro}}} \dots(26)$$

Donde:

Tr = tiempo de riego (h)

Cbp = consumo bruto por árbol o planta (l/árbol, para una determinada frecuencia de riego)

qmicro= caudal del microaspersor seleccionado (l/h)

### **2.18.7 HORAS DISPONIBLES PARA TODO EL CAMPO (Ht)**

Las horas disponibles están dadas por la siguiente ecuación:

$$Ht = Cr \times Tr \dots (27)$$

Donde:

Ht = horas disponibles para todo el campo (h)

Cr = ciclo de riego (día)

Tr = tiempo de riego (h)

### **2.18.8 CAUDAL MÍNIMO DEL SISTEMA (Qms)**

Depende del área a regar, lámina bruta y las horas disponibles. Para obtener el caudal mínimo del sistema se tiene la siguiente ecuación:

$$Qms = \frac{Lb \times A \times 10}{Ht} \dots (28)$$

Donde:

Qms = caudal mínimo del sistema (m<sup>3</sup>/h)

A = Área a regar (ha)

Lb = Lámina bruta (mm)

Ht= Horas disponibles (h)

Este caudal debe ser inferior al caudal disponible para el proyecto, para que no haya problema con el suministro.

### **2.18.9 TURNOS DE RIEGO AL DÍA**

El turno de riego se refiere al número de veces que se puede regar en al día, para obtener los turnos de riego, se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$\text{Trd} = \frac{\text{Hdisp}}{\text{Tr}} \dots (29)$$

Donde:

Trd = Turnos de riego (adimensional)

Hdisp = Horas disponibles para regar (h)

Tr = Tiempo de riego (h)

### **2.18.10 DIVISIONES MÁXIMAS DEL ÁREA**

Corresponde al máximo de divisiones en que se puede dividir el área, para ello se tiene la siguiente ecuación:

$$\text{Dma} = \text{Cr} \times \text{Trd} \dots (30)$$

Donde:

Dma = Divisiones máximas del área (adimensional)

Cr = ciclo de riego (día)

Trd = turnos de riego al día (adimensional)

### **2.18.11 SUPERFICIE DE RIEGO EN FORMA SIMULTANEA (Srs)**

El área que se puede regar simultáneamente se obtiene mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\text{Srs} = \frac{\text{Atotal}}{\text{Dma}} \dots (31)$$

Donde:

Srs = superficie de riego simultanea ( ha)

Atotal= Área total del proyecto

Dma= divisiones máximas del área

### 2.18.12 CAUDAL REAL DEL SISTEMA (Qrs)

Este caudal es el que se requiere para regar cada división. Se puede calcular mediante la siguiente ecuación, conociendo el número de microaspersores de cada división multiplicado por el caudal de cada aspersor.

$$Qrs = \frac{Srs}{Sp \times Sh} \times qmicro \times 10 \dots (32)$$

Donde:

Qrs = caudal real del sistema (m<sup>3</sup>/h)

Srs = superficie de riego simultanea ( ha)

Sp= espaciamiento entre plantas (m)

Sh= espaciamiento entre hileras (m)

qmicro= caudal del micro (l/h)

### 2.18.13 LONGITUD DEL LATERAL

La longitud total del lateral, depende de la posición del primer aspersor, ya que puede ser que se coloque en la cabecera del lateral, a una distancia igual al espaciamiento entre aspersores o a un espaciamiento igual a la mitad del espaciamiento entre aspersores.

Para el primer aspersor ubicado en la cabecera del lateral:

$$Llat = EA \times (\# A-1) \dots (33).$$

Para el primer aspersor ubicado a  $Ea / 2$  :

$$Llat = EA \times (\# A-0.5) \dots (34).$$

Para el primer aspersor ubicado a  $EA$  :

$$Llat = EA \times \# A \dots (35)$$

Donde:

Llat = longitud del lateral (m).

EA = espaciamiento entre aspersores (m).

#A = número de aspersores.

#### **2.18.14 CAUDAL DEL LATERAL**

El caudal del lateral se obtiene multiplicando el número de microaspersores por el caudal de cada microaspersor.

$$Q_{lat} = \# \text{ micros} \times q_{micro} \dots(36)$$

Donde:

$Q_{lat}$  = caudal del lateral ( l/h)

# micros = número de microaspersores en el lateral ( adimensional)

$q_{micro}$  = caudal del microaspersor seleccionado (l/h)

#### **2.18.15 NUMERO DE LATERALES**

El número de laterales se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\#lat = \frac{\text{longdisp}}{Sh} \dots(37).$$

Donde:

# lat = número de laterales ( adimensional)

longdisp = longitud disponible del terreno para la múltiple (m)

Sh = espaciamiento entre hileras (m)

#### **2.18.16 LONGITUD DE LA MÚLTIPLE**

La longitud de la múltiple se obtiene mediante la ecuación siguiente:

$$L_{mult} = (\#lat-1) \times Sh \dots(38)$$

Donde:

$L_{mult}$  = longitud de la múltiple (m)

# lat = número de laterales ( adimensional)

$S_h$  = espaciamiento entre hileras (m)

### 2.18.17 PÉRDIDA ADMISIBLE SEGÚN LA POSICIÓN DEL LATERAL

La pérdida máxima admisible va a depender de la posición que esté el lateral, ya sea cuesta arriba, o abajo o a nivel.

Lateral colocado a nivel.

$$P_{adm} = 0.2 \times P_0 \dots(39).$$

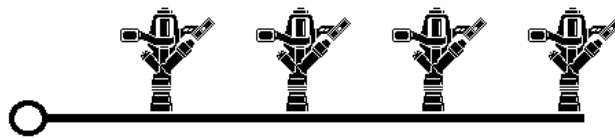


Figura 2.12. Lateral a nivel

Lateral subiendo:

$$P_{adm} = 0.2 \times P_0 - \Delta Z \dots(40).$$

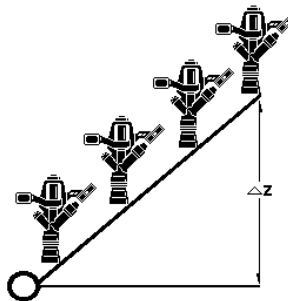


Figura 2.13. Lateral subiendo

Lateral bajando:

$$P_{adm} = 0.2 \times P_0 + \Delta Z \dots(41).$$

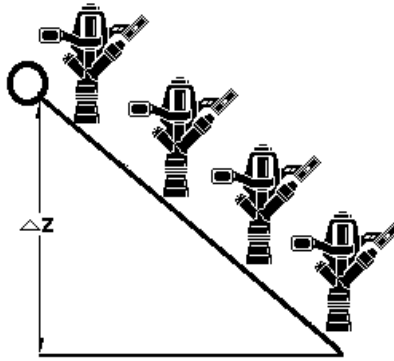


Figura 2.14. Lateral bajando

Donde:

$P_{adm}$  = pérdida admisible (m.c.a.).

$P_o$  = presión media de operación del aspersor (m.c.a.).

$\Delta Z$  = diferencia de altura (m.c.a.).

Esta pérdida se debe de repartir entre el lateral y la múltiple. Perdiendo la mayoría en el lateral.

### 2.18.18 PÉRDIDAS DE CARGA

En los sistemas de riego por microaspersión, se pueden presentar dos casos típicos:

- a. Tuberías con salidas múltiples (laterales).
- b. Tuberías con conexiones de salida (secundaria, primarias, etc).

En una tubería sin salidas se tiene:

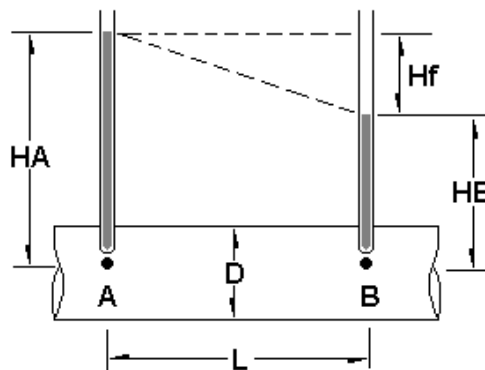


Figura 2.15. Pérdida de carga

$$H_f = H_A - H_B \dots(42)$$

Donde:

$h_A$  = carga en A.

$h_B$  = carga en B.

D = diámetro tubo.

$h_f$ : pérdida de carga.

L: longitud entre puntos.

Las pérdidas de carga  $h_f$ ; se pueden calcular por la fórmula de Hazen – Williams:

$$h_f = 1,131 \times 10^9 \times \frac{Q}{C}^{1,852} \times D^{-4,872} \dots(43)$$

Donde:

$H_f$ : Pérdida por fricción en (m/m).

Q: Caudal en la tubería ( $m^3/h$ ).

D: Diámetro interno de la tubería (mm).

C: Coeficiente de Hazen Williams. Este depende del tipo de material en que se construye la tubería.

La fórmula anterior, si se multiplica por la longitud de la tubería, se obtiene la pérdida total.

$$h_f = 1,131 \times 10^9 \times \frac{Q}{C}^{1,852} \times D^{-4,872} \times L \dots(44)$$

Algunos valores de coeficientes C, se dan a continuación:



Cuadro 2.5 Valores de C para Hazen Williams

Material	Coefficiente C
Acero Nuevo	140
Aluminio Nuevo	140
Acero Viejo ( 15 años)	120
Acero Remachado ( 10 años)	110
Aluminio con acoples	120
Galvanizado con uniones	115
P.V.C	150
Polietileno	140

Fuente: Villalobos (s.f.) Riego a Presión

En una tubería con salidas múltiples se tiene que multiplicar la ecuación 37 por un factor F.

$$hf = 1,131 \times 10^9 \times \frac{Q}{C}^{1,852} \times D^{-4,872} \times L \times F \dots (45).$$

Se muestran diferentes valores para el factor F según el número de salidas en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.6 Factor F según número de salidas en la tubería

Número salidas	Plástico (1.760)			Aluminio (1.852)		
	F <sub>1</sub> <sup>a</sup>	F <sub>2</sub> <sup>b</sup>	F <sub>3</sub> <sup>c</sup>	F <sub>1</sub> <sup>a</sup>	F <sub>2</sub> <sup>b</sup>	F <sub>3</sub> <sup>c</sup>
5	0,469	0,337	0,410	0,457	0,321	0,396
10	0,415	0,350	0,384	0,402	0,336	0,371
12	0,406	0,352	0,381	0,393	0,338	0,367
15	0,398	0,355	0,377	0,385	0,341	0,363
20	0,389	0,357	0,373	0,376	0,343	0,360
25	0,384	0,358	0,371	0,371	0,345	0,358
30	0,381	0,359	0,370	0,368	0,346	0,357
40	0,376	0,360	0,368	0,363	0,347	0,355
50	0,374	0,361	0,367	0,361	0,348	0,354
100	0,369	0,362	0,366	0,356	0,349	0,352
200	0,366	0,363	0,365	0,53	0,350	0,352

Fuente: Villalobos (s.f) Riego a Presión

### 2.18.19 REGLA DEL 20%

Como norma general que dice que la tubería lateral se debe diseñar con una diferencia de presión en el lateral del 20%; la diferencia de presión entre la entrada y final del lateral debe ser 20% de la presión de operación del emisor.

Lo anterior hace que se dé una diferencia de caudal del 10% entre el primer y último aspersor, lo cual garantiza una buena uniformidad de riego. Esa pérdida de carga admisible debe incluir tanto las pérdidas por fricción, como la diferencia de elevación.

### 2.18.20 CARGA UNITARIA

Este método consiste en seleccionar un diámetro de tubería de tal forma que las pérdidas por fricción no sobrepasen un límite establecido. Un límite que se utiliza muchas veces es el de decir que se admite como pérdida de carga 2.3 m / 100 m (0.023m/m) de longitud de tubería principal.

$$D = \frac{1,131 \times 10^9 \times Q^{1,852}}{0,023 \times C^{1,852}} \dots (46)$$

Donde:

Q: Caudal en la tubería (m<sup>3</sup>/h).

D: Diámetro interno de la tubería (mm).

C: Coeficiente de Hazen Williams. Este depende del tipo de material en que se construye la tubería.

Este diámetro que da la fórmula se debe verificar de tal forma de estar seguro de si existe un diámetro comercial igual. De no ser así, se debe colocar un diámetro lo más cercano a éste y recalculer las pérdidas producidas con ese nuevo diámetro adoptado.

### 2.18.21 PORCENTAJE DE PRESIÓN DE OPERACIÓN

Se busca no tener una pérdida superior de un porcentaje establecido de la presión de operación del aspersor en la tubería principal. El porcentaje que se toma comúnmente es entre el 10 y 20% de la presión de operación. Generalmente se toma un valor de 15%.

Si se conoce lo que se puede perder, se usa el mismo procedimiento que se tiene en carga unitaria. Lo máximo que se puede perder por fricción en este caso sería 4.5 m.c.a. a lo largo de toda la tubería.

Cuando se tienen diferentes tramos de tubería principal, es decir, tramos con diferentes caudales se hace más cómodo expresar la pérdida admisible en m/m, e ir diseñando cada tramo por separado. Para expresar la pérdida en m/m solamente se divide la pérdida admisible entre la longitud de la tubería.

### 2.18.22 PRESIÓN A LA ENTRADA DEL LATERAL

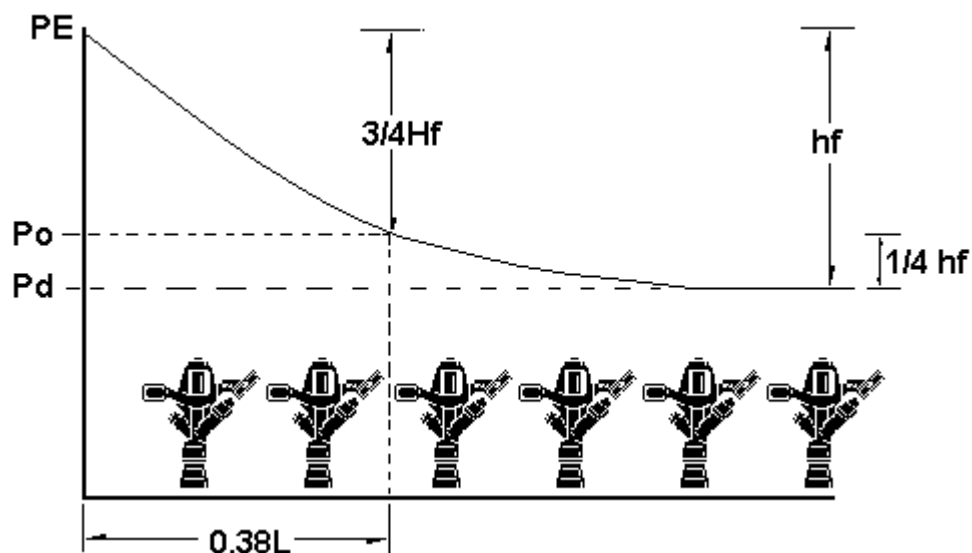


Figura 2.16. Presión a la entrada del lateral

Donde:

$P_e$ : Presión a la entrada del lateral.

$H_f$ : Pérdida por fricción.

$L$ : Longitud del lateral.

$P_o$ : Presión de operación del aspersor.

$P_d$ : Presión distal o presión final.

Para el lateral sobre el terreno plano se tiene:

$$P_e = P_o + \frac{3 \times hf}{4} + hel \dots (47)$$

Para laterales con pendiente, el  $\Delta Z$  será positivo si el lateral sube, y será negativo si el lateral baja:

$$P_e = P_o + \frac{3 \times hf}{4} + hel \pm \Delta Z \times 0,38 \dots (48)$$

Donde:

$P_o$  = Presión de operación del microaspersor (m.c.a)

$hel$  = altura del elevador (m.c.a.).

$\Delta Z$  = diferencia de altura entre entrada y final del lateral (m.c.a.).

### 2.18.23 PRESIÓN EN LA VÁLVULA (MÚLTIPLE)

La presión en la válvula está dada por la ecuación siguiente

$$P_v = P_o + \frac{3 \times hf}{4} \pm \Delta Z \times 0,38 \dots (49)$$

Donde:

$P_o$  = presión de operación del microaspersor (m.c.a)

$hel$  = altura del elevador (m.c.a.).

$\Delta Z$  = diferencia de altura entre entrada y final del lateral (m.c.a.).

$hf$  = pérdidas de carga en la tubería secundaria (m)

### 2.18.24 PRESIÓN EN EL ÚLTIMO MICROASPERSOR DEL LATERAL

Lateral sobre terreno plano:

$$P_d = P_v - hf_{\text{totales}} - hel \pm \Delta Z \dots (50).$$

Donde

$P_v$  = Presión en la válvula (m.c.a)

$hf_{\text{totales}}$  = pérdidas en lateral + pérdidas en la múltiple (m)

$hel$  = altura del elevador (m)

Lateral con pendiente, el DZ será positivo si el lateral baja, y será negativo si el lateral sube.

## 2.19 DISEÑO DE TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN PRINCIPAL

### 2.19.1 PRESIÓN DE TUBERÍAS

Uno de los factores que se deben tomar en cuenta para la selección de las tuberías es el SDR ya que a menor SDR aumente el costo pero también aumenta la presión que puede resistir la tubería, a continuación se presenta una tabla con la presión que puede resistir un tubo según su SDR

Cuadro 2.7 Presión que puede soportar una tubería según su SDR.

SDR	Presión de trabajo P, kg/cm <sup>2</sup> (psi)	Presión de trabajo P, m.c.a.
11	28,0 (400)	280
13,5	22,4 (320)	224
17	17,5 (250)	175
26	11,2 (160)	112
32,5	8,8 (125)	88
41	7,0 (100)	70
50	5,6 (80)	56

(Fuente: AMANCO)

### 2.19.2 GOLPE DE ARIETE

En sentido general, los cambios súbitos de presión, o golpes de ariete, son producidos por variaciones en la presión hidrostática de la tubería. Las causas más frecuentes de los golpes de ariete son:

- Apertura y cierre rápido de válvulas
- Arranque y parada de una bomba
- Acumulación y movimiento de bolsa de aire dentro de las tuberías

La columna de líquido que se mueve dentro de la tubería posee cierta inercia, proporcional a su peso y a su velocidad. Cuando el flujo se detiene repentinamente, la inercia se convierte en un incremento de presión.

La sobrepresión generada por el golpe de ariete está relacionada con la máxima razón de cambio del flujo; mientras que la razón de movimiento de la onda de presión está relacionada con la velocidad del sonido dentro de un fluido (modificada para el material de la tubería). La velocidad de onda lo da la expresión:

$$a = \frac{1420}{1 + \frac{K}{E} SDR^{-2}} \dots(51)$$

Donde:

a = velocidad de la onda, m/s

K = módulo de compresión del agua = 2,06 x 10<sup>4</sup> kg/cm<sup>2</sup>

E = módulo de elasticidad de la tubería = 2,81 x 10<sup>4</sup> kg/cm<sup>2</sup> para PVC 1120

SDR = razón dimensional estándar

Para facilitar el cálculo del golpe de ariete, en el siguiente cuadro se presentan los valores de a en función del SDR.

Cuadro 2.8 Factor “a” para diferentes SDR

SDR	a (m/s)
17	410
26	330
32,5	294
41	261

Fuente: AMANCO

La presión está dada por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{aV}{10g} \dots(52)$$

Donde:

P = sobrepresión por golpe de ariete, kg/cm<sup>2</sup>

V = cambio de velocidad del agua, m/s

g = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s<sup>2</sup>

a = velocidad de onda, m/s, según figura 16.

### **2.19.3 AIRE EN TUBERÍAS**

En cuanto al aire en las tuberías, se ha demostrado que su compresión repentina puede aumentar la presión en un punto hasta diez veces la presión de servicio. Para disminuir este riesgo, se deben tomar las siguientes precauciones:

a) Mantener siempre baja la velocidad, especialmente en diámetros grandes. Al llenar la tubería, la velocidad no debe ser mayor de 0,3 m/s, y se debe esperar a que todo el aire sea expulsado y la presión llegue a su valor normal.

b) Instalar válvulas de doble propósito en los puntos altos, bajos y en tramos rectos muy largos, para expulsar el aire y permitir su entrada cuando se interrumpe el servicio.

c) Prevenir, durante la operación de la tubería, la entrada del aire en las tomas, rejillas, etc., de modo que el flujo de agua sea continuo (Amanco, 2012).

En la siguiente figura se observa las recomendaciones para la ubicación de las válvulas de aire.

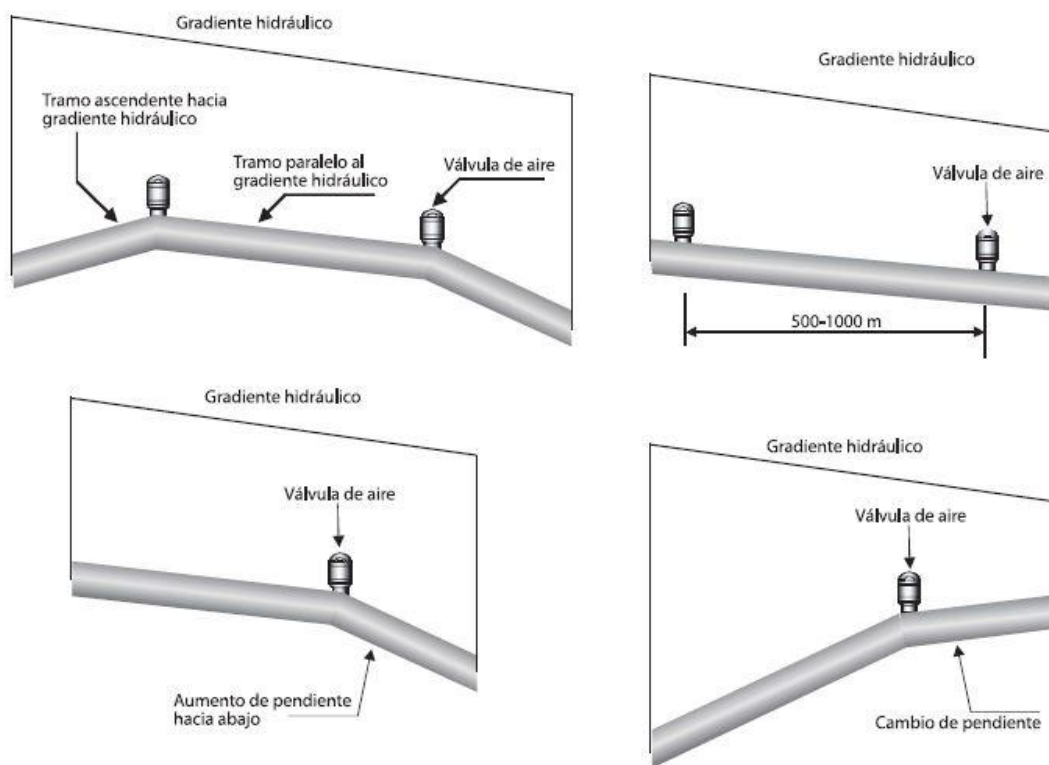


Figura 2.17. Ubicación de las válvulas de aire

#### 2.19.4 MÉTODO DE LA CARGA UNITARIA:

Consiste en seleccionar un diámetro de tubería de tal forma que las pérdidas por fricción no sobrepasen un límite establecido, muchas veces este límite de 2.3m/100m de longitud de tubería, el problema de este método es que muchas veces hace que se seleccionen diámetros grandes de tuberías (Saldarriaga, 2007).

#### 2.19.5 MÉTODO DE VELOCIDAD PERMISIBLE:

Con este método se busca que las velocidades con que se conduce el agua no provoque el golpe de ariete, por lo general se trabaja con velocidades entre los 1.5 y 2m/s.



### 2.19.6 SOFTWARE “TUBOS”

El software utilizado para el diseño de la tubería de conducción “Tubos” tabula los datos topográficos obtenidos en el campo y con ellos genera los valores de distancia inclinada entre puntos, velocidad en la tubería, pérdidas de presión por fricción, nivel piezométrico, carga estática, carga dinámica, distancia horizontal, y diámetros adecuados así como cédulas para la tubería de conducción.

Los valores de las columnas del cuadro 7.8 (Anexos) se describen a continuación:

- a) Punto, letra o número que identifica un punto levantado desde una estación.
- b) . Latitud, valor numérico de la coordenada norte del punto.
- c) Longitud, valor numérico de la coordenada este del punto.
- d) Elevación, valor numérico de la elevación del punto.
- e) L, distancia inclinada en metros entre dos puntos consecutivos del diseño.
- f) Est, distancia inclinada acumulada en metros de los puntos del diseño.
- g) Caudal, valor numérico que indica el caudal de agua a conducir por la tubería hasta el punto indicado. No debe tener valores negativos y se utiliza en l/s.
- h) D, diámetro interno de la tubería a utilizar en milímetros para conducir el agua.
- i) V, velocidad en metros por segundo que lleva el agua dentro de la tubería.
- j) H, pérdidas de presión ocasionadas por la fricción y calculadas por la fórmula de Hansen Williams para tubería de PVC con un  $C=150$ .
- k) NP, nivel piezométrico del punto indicado.
- l) CD, carga dinámica disponible en el punto indicado, en m.c.a.
- m) Cest, carga estática del punto indicado, en m.c.a.
- n) Ced, cédula de la tubería.
- o) Observaciones, campo para realizar indicaciones o comentarios importantes.
- p) Distancia H, distancia horizontal acumulada en m.

## **2.20 FUENTE DE AGUA**

La fuente de agua puede ser superficial, subterránea o combinada. Las características que más influyen son: ubicación, calidad de agua, costo del agua y caudal.

### **2.20.1 UBICACIÓN**

Es importante conocer el desnivel entre la fuente y el terreno que se va a regar, tanto para ver la posibilidad de regar, sin bombeo como para el cálculo de este si hay que utilizarlo. También se hace necesario conocer la distancia y accidentes topográficos del terreno a regar.

En los proyectos de riego que funcionan por gravedad el agua va siempre bajando desde su captación hasta su consumo. Es usual así mismo que cuando existen pequeñas presas para la captación esta se utilice a su vez como reserva de agua.

### **2.20.2 CALIDAD DEL AGUA**

Debe identificarse los puntos de contaminación de la fuente aguas arriba, del posible emplazamiento de la captación y evaluarse el impacto que originan en la calidad del agua. De acuerdo a la calidad de agua de la fuente, se debe seleccionar la tecnología de tratamiento. Se deben desechar las fuentes superficiales cuyas características pongan en riesgo la calidad del agua.

### **2.20.3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS**

Se debe tener buena información sobre la cuenca en estudio para realizar el diseño, o en su defecto datos referentes a cuencas próximas y semejantes para estudios de correlación entre ellas. Se debe realizar los diseños contando con el mínimo caudal disponible. Otras veces se debe analizar la disponibilidad de agua tanto en el día como en la noche y ver la mejor alternativa en cuanto a las horas de riego.

Se deberá complementar esta información con mediciones de caudal o aforos de la fuente, por lo menos dos veces en diferentes épocas del año. Un aforo imprescindible en época de estiaje y otros complementarios, dependiendo del tipo de fuente y el tipo de obra de toma seleccionada.

#### **2.20.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

El levantamiento topográfico constituye la determinación de la morfología del terreno y del cauce del agua, en el lugar del proyecto. Para el efecto se determinará, empleando cualquiera de los métodos conocidos. Los levantamientos planimétricos determinan las coordenadas planas de puntos en el espacio, para representarlos en una superficie plana: plano o mapa. Cada punto en el plano queda definido por sus coordenadas. Estas pueden ser polares (rumbo y distancia) o cartesianas: distancias perpendiculares a ejes cartesianos: “abscisas” (X), ordenadas (Y) o Norte (N) y sur (S).

#### **2.20.5 ESTUDIOS ADICIONALES**

Es también importante el conocimiento de otras características del río, que incidirán en el diseño de la obra de captación, tales como contenido normal de arena, arrastre de sedimentos durante las crecidas, magnitud del material de arrastre, etc.

Esta información será útil para la selección del dispositivo de captación más aconsejable, en función del grado y tipo de material arrastrado, la magnitud de las fuerzas de empuje e impacto sobre las estructuras y las previsiones en cuanto al material a utilizar en su construcción, para evitar daños mayores a las mismas.

#### **2.20.6 OBRA DE TOMA DE CAPTACIÓN**

El elemento más característico de estos proyectos es la represa, azud, o dique; que se construye transversalmente al cauce del río, donde el área de captación se ubica sobre la cresta del vertedero central y está protegida mediante rejas que permiten el paso del agua. Sirve para almacenar agua y tener un caudal de agua constante, así como para elevar el nivel de las aguas y poder situar la obra de toma a una distancia del fondo suficiente para que no ingresen en las tuberías los sólidos más gruesos (arenas y gravas).

#### **2.20.7 REJAS**

El área total de paso a través de las rejas será aproximadamente dos veces el área necesaria para el ingreso del caudal de diseño. Para cursos de agua sujetos a régimen torrencial y cuando los cuerpos flotantes de gran tamaño puedan dañar a las rejas finas, debe ser prevista la instalación de rejas gruesas. Las rejas gruesas deben ser colocadas en el punto de ingreso de agua en la captación, seguidas por rejas finas y mallas.

El espaciamiento entre barras paralelas debe ser de 7,5 cm a 15 cm para las rejas gruesas, y de 2 cm a 4 cm para las rejas finas. Las mallas deben tener de 8 a 16 hilos por decímetro. Las gradas o mallas sujetas a limpieza manual exigen la inclinación de 70° a 80° en relación a la horizontal, y pasadizo para fácil ejecución (García, 2005).

## 2.21 DESARENADOR

Según (Villón, 2010) los desarenadores son estructuras que permiten separar o remover el material que lleva el agua en un canal, en forma general se trata de receptáculos de gran tamaño donde el agua circula a velocidad suficientemente baja para que las partículas sólidas sedimenten por su propio peso. Suelen estar situados muy cerca de la obra de captación de agua cruda, especialmente cuando se trata de agua superficial represada en quebradas y riachuelos. En la siguiente figura se muestran las partes que componen un desarenador típico:

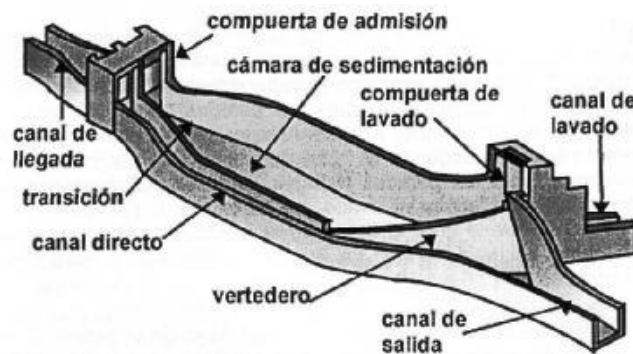


Figura 2.18. Desarenador típico

Para el diseño se debe tomar en cuenta el tamaño de partículas que se desea separar del agua, esto depende del tipo de proyecto para el que se desea utilizar el agua ya que esta varía por ejemplo si el agua será utilizada para proyectos de riego o hidroeléctricos, por lo general para fines agrícolas se trabaja con tamaño de partículas de 0.5 mm. (Villón, 2010).

La velocidad del flujo en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0,20 m/s a 0,60 m/s. La elección de la misma puede ser arbitraria o puede realizarse utilizando fórmula de Camp.

$$v = a \bar{d} \dots (53)$$

Dónde:

v = velocidad de flujo (cm/s)

d = diámetro de partículas (mm)

a = constante en función del diámetro

El valor de “a” depende del diámetro de la partícula con que se trabaja, este valor se muestra en la siguiente tabla:

Cuadro 2.9 Coeficiente “a” según diámetro de partículas

<b>Diámetro de partícula (mm)</b>	<b>a</b>
<0,1	51
0.1 – 1	44
>1	36

La velocidad de caída de las partículas o velocidad de sedimentación (w) se puede calcular por distintos métodos.

La fórmula de Scotti – Foglieni, propone:

$$w = 3,8 \bar{d} + 8,3d \dots (54)$$

Dónde:

w = velocidad de sedimentación (m/s).

d = diámetro de partículas (mm).

Sudry generó un nomograma que permite calcular w en función del diámetro de las partículas y el peso específico del agua ( $\rho_w$ ).

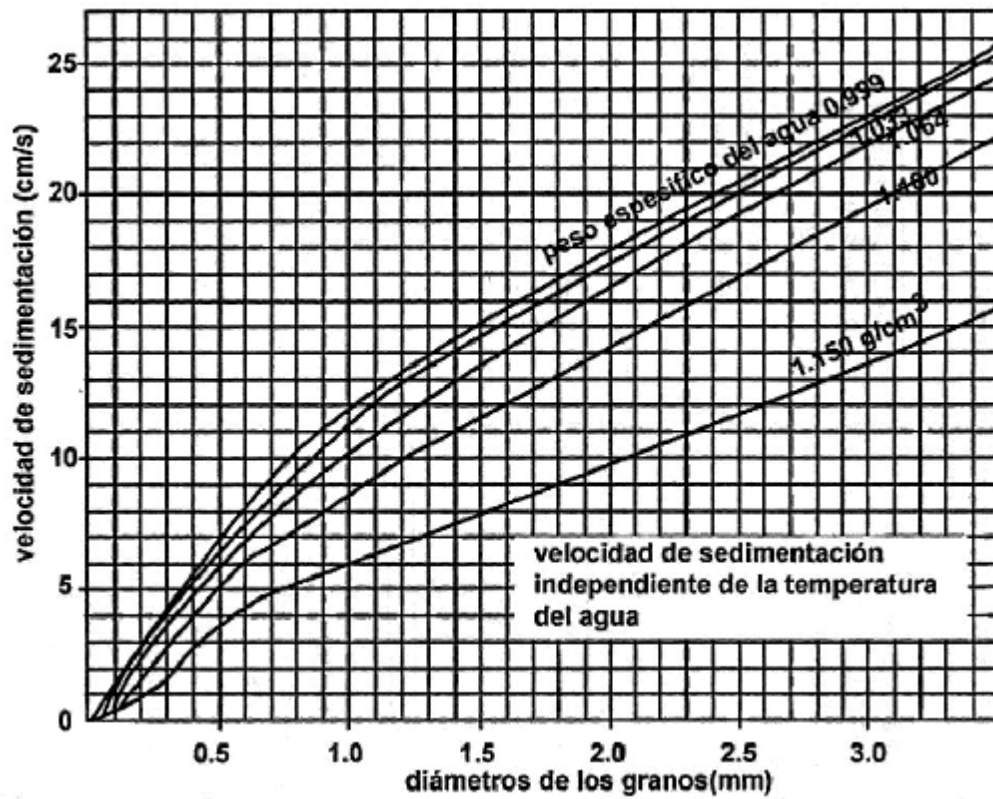


Figura 2.19. Nomograma para el cálculo de velocidad de sedimentación

Owens, propone:

$$w = k \sqrt{d \rho_s - 1} \dots(55)$$

Dónde:

w = velocidad de sedimentación (m/s).

d = diámetro de partículas (mm).

$\rho_s$  = peso específico del material (g/cm<sup>3</sup>).

k = constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos.

Cuadro 2.10 Valor de k según tipo de partículas contenidas en el agua

Forma y naturaleza		k
Arena esférica		9.35
Granos redondeados		8.25
Granos cuarzo	d > 3,0 mm	6.12
	d < 0,7 mm	1.28

Fuente: Villón (2010)

El peso específico de las partículas sólidas del suelo oscila, comúnmente, de  $2,4 \times 10^3$  a  $2,8 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>; los suelos de arena – grava suelen tener un peso específico de  $2,65 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>.

Sellerio generó un nomograma que permite calcular  $w$  en función del diámetro de las partículas.

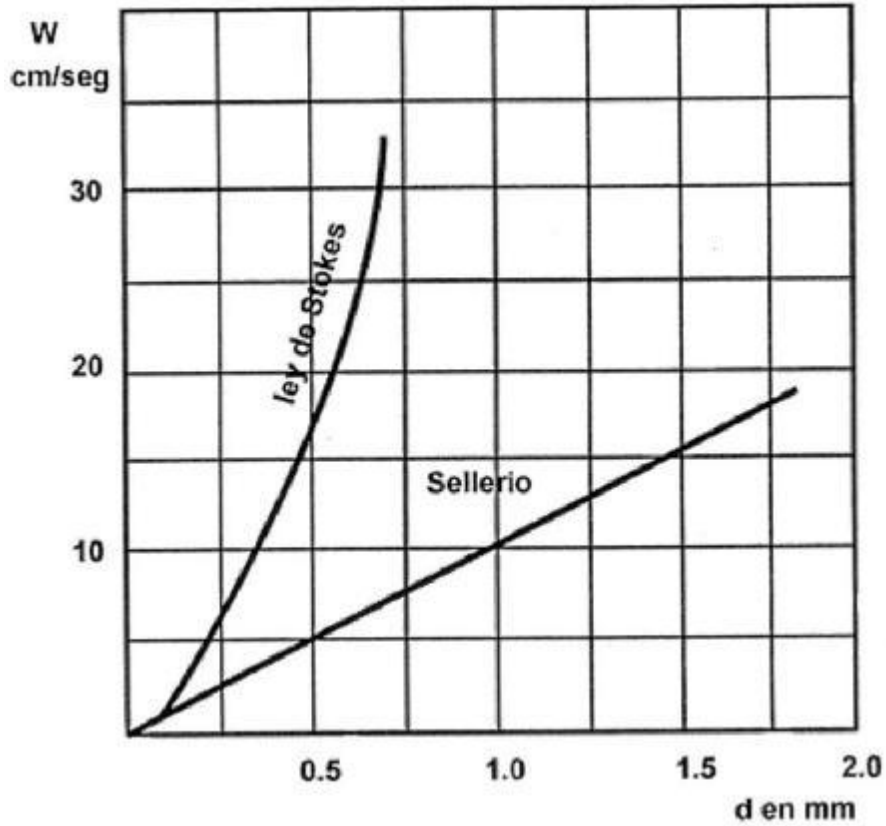


Figura 2.20. Valor de  $k$  según tipo de partículas contenidas en el agua

El cuadro de Arkhangelski, propone:

Cuadro 2.11 Velocidad de sedimentación según diámetro de partícula

<b>Diámetro de partícula (mm)</b>	<b>Velocidad de sedimentación (cm/s)</b>
0,05	0,178
0,10	0,692
0,15	1,560
0,20	2,160
0,25	2,700
0,30	3,240
0,35	3,780
0,40	4,320
0,45	4,860
0,50	5,400
0,55	5,940
0,60	6,480
0,70	7,320
0,80	8,070
1,00	9,440
2,00	15,29
3,00	19,25
5,00	24,90

Fuente: Villón (2010)

Los distintos resultados de  $w$  por los anteriores métodos se promedian. Si se desprecia el efecto del flujo turbulento sobre  $w$ , se pueden plantear las siguientes relaciones.

Caudal:

$$Q = b \times h \times v \dots (56)$$

$$b = \frac{Q}{h \times v} \dots (57)$$

Tiempo de caída:

$$w = \frac{h}{t} \dots (58)$$

$$t = \frac{h}{w} \dots (59).$$

Dónde:



Q = caudal que fluye por el desarenador (m<sup>3</sup>/s).

b = ancho del desarenador (m).

L = longitud del desarenador (m).

h = altura del desarenador (m).

w = velocidad de sedimentación (m/s).

v = velocidad de flujo (m/s)

t = tiempo (s).

Si se considera el efecto retardatorio del flujo turbulento sobre w, se obtiene w - w' . Debido a lo anterior a la ecuación 84 se le hacen modificaciones, donde w' es la reducción de velocidad de sedimentación por efectos de la turbulencia y se puede calcular por varios métodos todos ellos citados por (Villón, 2010), así:

$$L = K \frac{hv}{w} \dots (60)$$

Cuadro 2.12 Valor de k según velocidad de escurrimiento

<b>Velocidad de escurrimiento (m/s)</b>	<b>K</b>
0,20	1,25
0,30	1,50
0,50	2,00

Fuente: Villón Diseño de Estructuras hidráulicas

Cuadro 2.13. Valor de k según diametro de particula

<b>Diámetro de partícula (mm)</b>	<b>K</b>
1,0	1,0
0,5	1,3
0,25 – 0,30	2,0

Fuente: Villón Diseño de Estructuras hidráulicas (2010)

## **2.22 TUBERÍAS**

Las tuberías para riego y conducción principal se encuentran en diferentes materiales y diámetros, la selección de estos depende los recursos con que se cuente y las necesidades que se deban satisfacer (Amanco, 2012).

### **2.22.1 POLIETILENO (p.e)**

Son más baratas que las de P.V.C. para diámetros menores de 50 mm. El polietileno es una tubería que está tratada para resistir los rayos ultravioleta, por lo tanto se puede dejar expuesta al sol sin que sufra ningún desperfecto, además es muy flexible y viene en distintos rollos lo que facilita su instalación.

El p.e se obtiene del gas etileno desprendido del crack del petróleo crudo, sometiéndolo a presión y temperaturas adecuadas.

Se conocen dos tipos de polietileno:

a. Baja densidad "blando", el cual se obtiene a una presión 2000 kg/cm<sup>2</sup> y está formado por cadenas ramificadas. Posee mayor resistencia al agrietamiento y es más flexible.

b. Alta densidad "duro", el cual se obtiene a baja presión y está formado por cadenas lineales.

La tubería de p.e viene para diferentes presiones de trabajo; siendo lo más común entre 8 kg/cm<sup>2</sup> y 2,5 kg/cm<sup>2</sup>; generalmente se utilizan presiones de trabajo bajas.

Cuadro 2.14 Tubería de Polietileno blando

<b>trabajo (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Nominal (mm)</b>	<b>Interior (mm)</b>
2,5	12	9,8
2,5	16	13,1
2,5	20	16,9
2,5	25	21,7
2,5	32	28,7
2,5	40	36,0
2,5	50	45,0
4	12	9,6
4	16	12,7
4	20	16,5
4	25	21,1
4	32	27,0
4	40	33,8
4	50	42,3
6	16	12,3
6	20	15,1
6	25	19,2
6	32	24,5
6	40	30,8
6	50	38,4
8	12	7,9
8	16	10,4
8	20	13,0
8	25	16,3
8	32	20,9
8	40	26,3
8	50	33,0

Fuente: AMANCO

Cuadro 2.15 Tubería de Polietileno duro

<b>Presión de trabajo (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Diámetro Nominal (mm)</b>	<b>Diámetro Interior (mm)</b>
2,5	50	46,7
2,5	63	59,7
2,5	75	71,1
2,5	90	85,5
2,5	110	104,4
4	32	28,7
4	40	36,7
4	50	45,8
4	63	58,0
4	75	69,0
4	90	82,8
4	110	101,3
6	25	21,7
6	32	28,1
6	50	43,8
6	63	55,2
6	75	65,7
6	90	78,9
6	110	96,4
8	20	16,7
8	25	21,7
8	32	27,0
8	40	33,8
8	50	42,4
8	63	53,3
8	75	63,7
8	90	76,4
8	110	93,4

Fuente: AMANCO

## 2.22.2 P.V.C (POLYVINIL CLORIDE, CLORURO DE POLIVINILO)

Se determina su dimensión según la norma dada por ISO-R-161 (1960), para “pipes of plastics materials for the transport of fluids”. Esta norma se basa en una ecuación que relaciona dimensiones del tubo, presión hidrostática de diseño y presión de trabajo (Amanco, 2012).

En la siguiente tabla se muestran las características de las tuberías disponibles en el mercado:

Cuadro 2.16 Tubería de Polietileno duro

Diámetro Nominal		SDR	Presión de trabajo (kg/cm <sup>2</sup> )	Longitud de tubo (m)	Diámetro Exterior	Diámetro Interior	Presión de ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Peso por tubo (Kg)
(mm)	(Pulg)				(mm)	(mm)		
12	1/2	13,5	22,1	6	21,34	18,2	70,2	0,87
12	1/2	Sch40	42	6	21,34	15,8		1,34
18	3/4	17	17,6	6	26,67	23,53	56,2	1,11
18	3/4	Sch40	34	6	26,7	20,9		1,79
25	1	17	17,6	6	33,4	29,48	56,2	1,73
25	1	Sch40	32	6	33,4	26,6		2,67
31	1 1/4	17	17,6	6	42,16	37,18	56,2	2,75
38	1 1/2	17	17,6	6	48,26	42,58	56,2	3,62
50	2	17	17,6	6	60,33	53,21	56,2	5,62
62	2 1/2	17	17,6	6	73,03	54,45	56,2	8,22
75	3	17	17,6	6	88,9	78,44	56,2	12,19
100	4	17	17,6	6	114,3	100,84	56,2	20,16
150	6	17	17,6	6	168,28	148,46	56,2	43,69
200	8	17	17,6	6	219,08	193,28	56,2	74,24
250	10	17	17,6	6	273,10	240,90	56,2	108
300	12	17	17,6	6	323,90	285,80	56,2	151,8
25	1	26	11,2	6	33,40	30,36	35,1	30,36
31	1 1/4	26	11,2	6	42,16	38,9	35,1	38,90
38	1 1/2	26	11,2	6	48,26	44,56	35,1	44,56
50	2	26	11,2	6	60,33	55,71	35,1	55,71
62	2 1/2	26	11,2	6	73,03	67,45	35,1	67,45
75	3	26	11,2	6	88,90	82,04	35,1	82,04
100	4	26	11,2	6	114,30	105,52	35,1	105,52
150	6	26	11,2	6	168,28	155,32	35,1	155,32
200	8	26	11,2	6	219,08	202,22	35,1	202,22
250	10	26	11,2	6	273,05	252,07	35,1	252,07
300	12	26	11,2	6	323,85	298,95	35,1	298,95
31	1 1/4	32,5	8,8	6	42,20	39,00	28,1	1,67
38	1 1/2	32,5	8,8	6	48,26	45,22	28,1	1,855
50	2	32,5	8,8	6	60,33	56,63	28,1	2,899
62	2 1/2	32,5	8,8	6	73,03	68,55	28,1	4,249
75	3	32,5	8,8	6	88,90	83,42	28,1	6,58
100	4	32,5	8,8	6	114,30	107,28	28,1	10,84
150	6	32,5	8,8	6	168,28	157,92	28,1	23,54
200	8	32,5	8,8	6	219,08	205,62	28,1	39,94
250	10	32,5	8,8	6	273,05	256,23	28,1	62,22
300	12	32,5	8,8	6	323,85	303,93	28,1	87,51
31	1 1/4	41	7,0	6	42,16	39,80	22,1	1,08
38	1 1/2	41	7,0	6	48,26	45,90	22,1	1,45
50	2	41	7,0	6	60,32	57,38	22,1	2,23

Fuente:Amanco

## 2.23 VÁLVULAS

a. Válvulas de compuerta la válvula de compuerta es de flujo rectilíneo, la barrera al flujo es un disco o una represa en forma de cuña que se desliza en ángulo recto con el sentido del flujo y tiene asentamiento hermético en el cuerpo. Las válvulas de compuerta superan en número a otros tipos de válvulas en servicios en donde se requiere circulación interrumpida y poca caída de presión. Este tipo de válvulas no se recomienda para servicios de estrangulación, ya que la compuerta y el sello tienden a sufrir un rápido desgaste cuando restringen la circulación y producen turbulencia en la compuerta parcialmente abierta (Greene, 1992). En los sistemas de riego su empleo consiste en aislar en un momento dado algún elemento o sección de la red para reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio (Rojas, 1995).

b. Válvula de mariposa válvula de flujo rectilíneo, la barrera al flujo es un disco oscilante que gira sobre un eje transversal central y se acciona por la rotación del eje. Son uno de los tipos más antiguos que se conocen, son sencillas, ligeras y baratas. El uso principal que tienen es para servicio de corte y estrangulación cuando se manejan grandes volúmenes de gases o líquidos a presiones relativamente bajas (Greene, 1992). Estas válvulas pueden ser operadas manualmente, semiautomáticamente o automáticamente, dependiendo del sistema que accione la flecha que controla el dispositivo de cierre de la válvula, que en este caso es un disco centrado en el cuerpo de la misma (Rojas, 1995)

c. Válvula toma parcela, Las tomas de parcela, hidrantes o bornes, son válvula de disco, para su operación en necesario acoplar el codo de descarga, permiten la conexión de las explotaciones agrícolas a las redes a presión de agua de riego, y sirven para las siguientes funciones:

- Maniobra de apertura y cierre.
- Medición de agua consumida por cada usuario.
- Distribución de agua a la parcela.

d. Válvula de aire o ventosas su objetivo es permitir la evacuación o entrada de aire en las tuberías, siendo en consecuencia necesario situarlas en los puntos altos de la red. El aire entra en forma de burbujas que se estacionan en los puntos altos formando bolsas de aire, este aire ingresa a la tubería en la obra de toma.

Cuando se tiene un perfil longitudinal de la tubería constante se recomienda ubicar válvulas de aire cada 300 metros. Las válvulas de aire se clasifican en:

- Simples: Tienen un obturador de salida de aire, constituido por una esfera de caucho que actúa por flotación y cuatro conductos de escape situados en la cubierta de la carcasa, deben ser fácilmente desmontables e inspeccionables para evitar las obturaciones a las que están expuestas, y para ello la tapa de la carcasa se desmontará mediante un número reducido de tuercas.

- Dobles: Tienen el mismo funcionamiento que las simples, pero el aire tiene 2 salidas, cada una de ellas con su correspondiente esfera de caucho, por lo cual presenta menores posibilidades de averías. Tienen un mecanismo de regulación del paso del aire, que permite el cierre de su comunicación con la tubería para inspeccionarla, sin tener que suspender el flujo (Rojas, 1995)

- f. Válvula de globo, reciben este nombre por la configuración de su cuerpo, el flujo en esta válvula se dirige hacia arriba o abajo por una abertura circular.

- g. Válvula de bola, su mecanismo de cierre gira en ángulo recto en dirección del flujo, y en la posición abierta el agua pasa a través de ella.

- h. Válvula de diafragma consiste en un cuerpo con flujo rectilíneo que puede o no estar interrumpido por un vertedero transversal, el cierre de la válvula se efectúa al oprimir un diafragma flexible contra la pared interna del cuerpo.

## **2.24 OTROS ACCESORIOS**

### **2.24.1 ANCLAJES**

Los anclajes son estructuras que se construyen durante la instalación de las tuberías son permanentes, consisten en bloques de concreto colocados en lugares montañosos en donde la tubería no puede ser enterrada, básicamente son puntos de apoyo que evitan que la tubería deslice con ellos se pretende es transmitir las fuerzas de empuje al terreno y soportar las fuerzas que se generan a causa del peso de la tubería y del agua en circulación

### **3. METODOLOGÍA**



### **3.1 EJECUCIÓN DE UN PROYECTO DE RIEGO**

El primer paso para la ejecución de un proyecto de riego con el apoyo del Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA), se da cuando un grupo de productores que desea hacer un uso intensivo del suelo y aprovechar la época seca para actividades agropecuarias y otras, identifica una posible fuente de abastecimiento de agua para riego, como un río, una quebrada, naciente o pozo (aguas subterráneas).

Así mismo estos agricultores deben de estar organizados para poder llevar la inquietud a los funcionarios del Sector Agropecuario de la Región, donde se hará el contacto con el representante de SENARA en esa localidad, para realizar una visita en el caso de este proyecto el sitio a visitar es el Asentamiento Guayabo, en el cantón Turrialba de la provincia de Cartago.

Seguidamente los técnicos de la institución evalúan varios aspectos tales como, la ubicación de la obra toma en el río o quebrada, la cual preferiblemente, debe estar a un nivel mayor que los terrenos que se van a regar.

Después de identificada la fuente de abastecimiento de agua, los agricultores deben de conformar la Sociedad de Usuarios, que es una asociación de productores, la cual está descrita en el capítulo 6, artículo 131 de la Ley de Aguas y dice que "podrán formarse Sociedades de Usuarios para el aprovechamiento colectivo de las aguas públicas".

Las sociedades de usuarios quedan inscritas en el Registro Público y en el departamento de Aguas del Ministerio del Ambiente y Energía (MINAE), lugar donde se obtiene la concesión para el aprovechamiento de las aguas para riego.

Posterior a estos trámites, los técnicos del área de operaciones de SENARA, levantan la información de campo, para elaborar el estudio de factibilidad que se presentará a la entidad financiera a la que se le solicitará el financiamiento.

Una vez obtenido el financiamiento para el proyecto se licita la obra, la empresa adjudicada construye y el SENARA inspecciona. Los técnicos de SENARA le dan asistencia técnica y capacitación a los productores, para que puedan hacer un uso eficiente de su sistema de riego y del recurso agua.

### **3.2 USO DEL RECURSO HÍDRICO**

Se realizó una reunión y una encuesta con los beneficiarios del proyecto, con el propósito de conocer información relevante como; las áreas aproximadas de las parcelas, los cultivos presentes en las mismas así como los nuevos cultivos a implementar, también sobre el uso que se estableció para el agua del proyecto por La Sociedad de Usuarios de Agua, las necesidades de los productores y la factibilidad técnica.

### **3.3 ESTUDIOS AGROMETEOROLÓGICOS**

Se realizó una recopilación de datos meteorológicos (precipitación, temperaturas máximas y mínimas, radiación solar, velocidad del viento entre otros.) de la zona con el fin de conocer su comportamiento. Dicha información fue obtenida de la estación meteorológica del CATIE (Nº:00073010, “Turrialba/CATIE”) ubicada en la zona de Turrialba, latitud 9° 53’ N y longitud 83° 38’ O , elevación 602 m.s.n.m.. Se contaba con un registro de aproximadamente 61 años.

Con los datos meteorológicos obtenidos se averiguó las necesidades hídricas de la zona mediante los métodos de Penman-Monteithn, Dirección de Aguas del MINAET, Thornthwaite y el método de Hargreaves, seleccionándose el valor obtenido por este último debido a las diferentes variables que contempla en su cálculo, apegándose a las condiciones reales de la zona.

### **3.4 ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS**

Se realizaron 3 muestreos en sitios representativos del proyecto de riego, así como pruebas de laboratorio, de tal forma que se analizaron las características del suelo como: textura, infiltración, profundidad, capacidad de campo (CC), punto de marchitez permanente (PMP), y peso específico aparente (Pes).

#### **3.4.1 TEXTURA, CC, PMP, PESO ESPECÍFICO APARENTE**

La determinación de la textura se realizó mediante el método de Bouyoucos en laboratorio para un total de 15 muestras.

Los valores de CC y PMP fueron obtenidos mediante la utilización de ollas de presión para 0,33 atm y 15 atm respectivamente, también se utilizaron las ecuaciones 6 y 7.

### **3.4.2 INFILTRACIÓN**

Se realizaron 2 pruebas de infiltración con cilindros infiltrómetros, la primera en la parte baja y la segunda en la parte alta del proyecto.

Dichas pruebas se obtienen aplicando el método del cilindro infiltrómetro.

## **3.5 MÓDULO AGRONÓMICO**

Como se cuenta con un caudal limitado por una concesión de aguas se definió el área total que puede ser regada y se dividió el área total entre los 28 beneficiarios, considerando además una jornada de 12 horas para riego.

Las parcelas de los 28 productores varían en sus características topográficas, lo que hace difícil tener una uniformidad entre las mismas, por cuestiones prácticas se diseñó una parcela modelo que funcione de manera adecuada para todos los beneficiarios.

Se propuso una parcela ideal compuesta por 7 módulos de riego, seis de ellos con dimensiones de 25 x 25m y el séptimo con dimensiones 20 x 25m como se muestra en la Figura 3.1, estos módulos cuentan con espaciamiento entre microaspersores de 5x5 m. La toma de parcela se ubicará en el lado de mayor longitud (95 m), alimentando la tubería principal la cual llevará el caudal correspondiente a cada una de las 7 tuberías secundarias (múltiples) alimentándolas por el centro. En cada módulo se tendrán cuatro laterales.

Para el diseño se parte del hecho de que es ideal, esto quiere decir que se toma un terreno imaginario sin pendiente, por lo que se colocan reguladores de presión a la entrada de cada lateral para asegurar que la presión a la entrada sea la indicada para el funcionamiento del sistema.

Se definen los turnos de riego de forma tal que el área total regada durante cada turno de riego no varíe en forma significativa con respecto a las otras asegurando que el caudal por hectárea que reciben todos los usuarios varíe en una forma similar.

Se estableció un sistema de operación en el que se agrupan los beneficiarios en dos grupos, de manera que cada parcelero cuente con una frecuencia de riego de dos días.

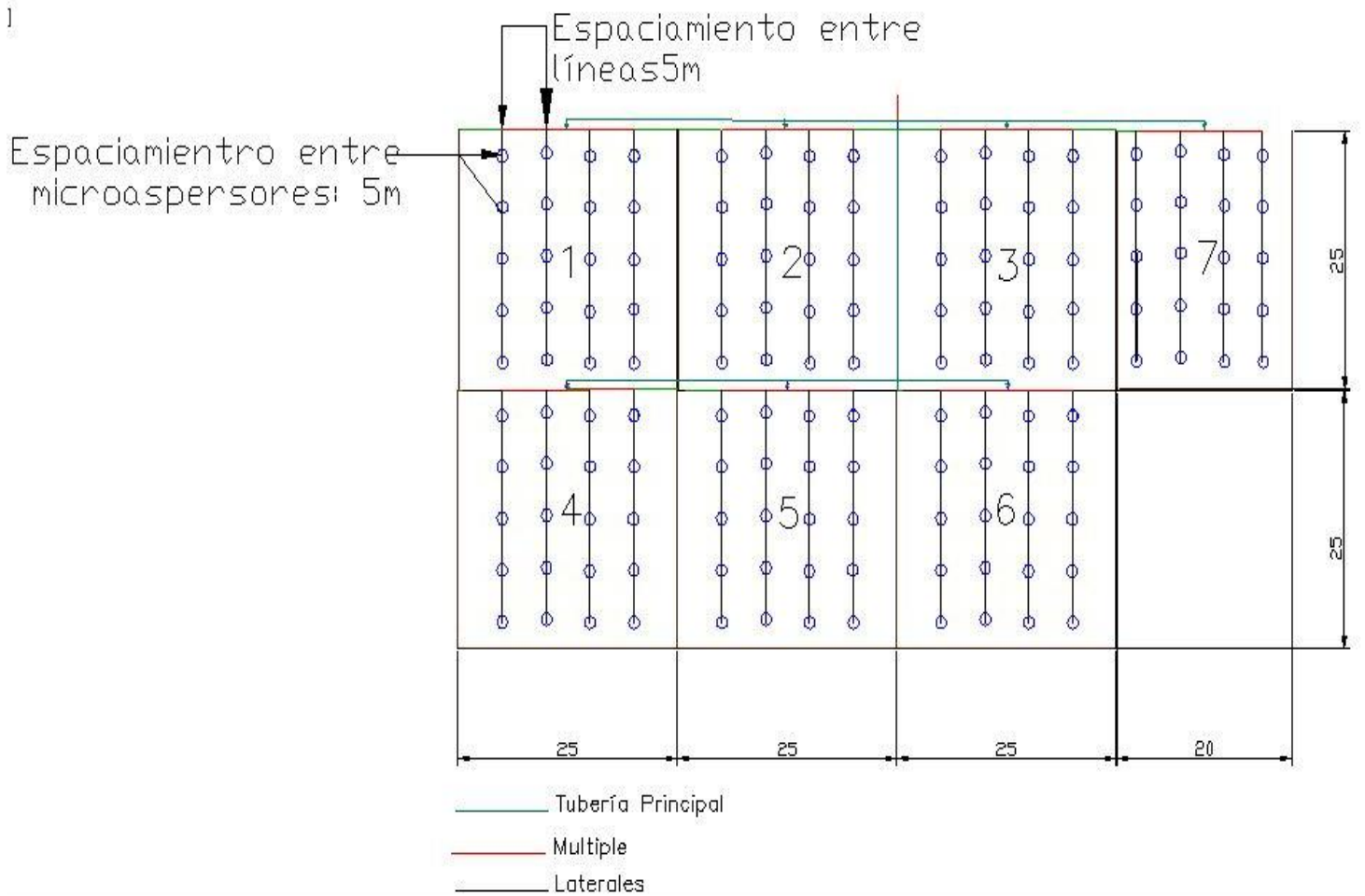


Figura 3.13.1. Dimensiones del sistema de riego parcelario propuesto

AUTOCAD

### 3.6 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El levantamiento plani – altimétrico del proyecto se realizó por el grupo de topógrafos del SENARA, buscando la opción más viable para ubicar la tubería de conducción. Se ubicaron puntos altos, bajos y cualquier otro punto de interés como: tomas de parcela, caminos, entre otros que pueden ser críticos para la colocación de la tubería.

### **3.7 OBRA TOMA DE CAPTACIÓN**

La obra de toma se ubica en la máxima elevación del proyecto. Su función principal es la de derivar el caudal requerido para el funcionamiento del proyecto de riego.

La quebrada de donde se obtendrá el agua es de montaña y estos generalmente arrastran grandes cantidades de material, por ello la estructura propuesta consiste en una cortina de concreto reforzado perpendicular a la dirección del flujo, de tal forma que ofrezca la mínima oposición a la corriente natural.

Está conformada por un muro de concreto armado colocado en el lecho de la quebrada a todo su ancho. Está cuenta con un vertedero de excedencias que devuelve el agua a la misma quebrada.

Los parámetros involucrados en el diseño son establecidos por el SENARA.

### **3.8 DESARENADOR**

Como es posible que el agua de la quebrada trajera partículas sólidas en suspensión como gravas, arenas y materiales orgánicos como troncos, hojas, ramas; que pueden obstruir los componentes principales de los sistemas de riego, se construye otra estructura de prefiltrado que nos permita limpiar de sedimentos y lodos el agua que se conducirá a los sitios de cultivo.

El tanque desarenador es una estructura rectangular con seis compartimentos en zig zag construido en bloques de concreto reforzado con varilla y asentado sobre una losa de concreto armado. Se encuentra ubicado a unos 10 m de la obra de captación de agua, sus dimensiones están concebidas de tal manera que provoquen bajas velocidades de flujo para que se puedan decantar las partículas sólidas presentes en el agua.

A esta estructura se le instalará una válvula mariposa al inicio de la conducción para cerrar el flujo a efectos de efectuar una reparación o para practicarle pruebas hidráulicas a la conducción y otra para realizar la limpieza al fondo del tanque de gravas, lodos, hojas, etc.

Los parámetros involucrados en el diseño son establecidos por el SENARA y se utilizan los métodos y fórmulas de Arkhangelsk, Sellerio, Owens, Sudry y de Scotti –

Foglieni, los métodos y fórmulas que consideran los efectos retardatorios de Levin e Eghiazaroff, todos ellos para obtener la longitud del desarenador. Se obtiene dos longitudes diferentes las cuales se promedian para generar una longitud adecuada para el diseño.

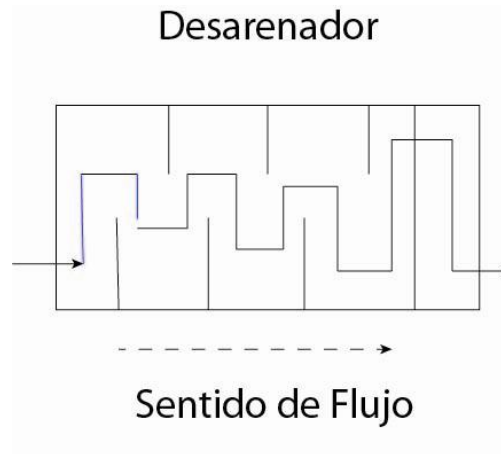


Figura 3.2. Desarenador tipo laberinto

ADOBE ILLUSTRATOR

### 3.9 CONDUCCIÓN

El diseño de la tubería de conducción se realizó con los datos del levantamiento plani – altimétrico y por medio del programa “Tubos” suministrado por SENARA.

### 3.10 GOLPE DE ARIETE

Se realizó un análisis sobre el golpe de ariete utilizando la ecuación 52 y el cuadro 2.8 para corroborar que las cédulas de las tuberías sean las adecuadas respecto a la carga estática y la carga estática más la presión generada por el golpe de ariete.

### 3.11 EVALUACIÓN FINANCIERA

Se realizó un análisis de indicadores económicos (VAN, TIR, B/C) con el fin de determinar si existe una rentabilidad que justifique la implementación del proyecto, para esto se contó con asesoría de expertos en el tema que laboran en el tema del SENARA. Para esto se utilizaron los siguientes supuestos:

- Flujo actual: se valora una situación donde se evalúan 7,04 hectáreas de pasto de corta King Grass, manejando un promedio de 2 UA/ha (lecheras), 1,5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2,5 ha de vainica, para un total de 12,04 ha sin riego.
- Flujo Propuesto: se valora una situación donde se evalúan 7.04 hectáreas de pasto de corta King Grass, manejando un promedio de 2 UA/ha (lecheras), 1,5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2,5 ha de vainica, para un total de 12,04 ha con riego.
- Al no cambiar las condiciones iniciales de cultivo o actividad, lo que se evalúa es el cambio de tecnología al introducir el riego en el proyecto.

## **4. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS**



#### 4.1 USO DEL RECURSO HÍDRICO

De la encuesta se obtuvieron diferentes cultivos en la zona, siendo las hortalizas las que presentaban mayor frecuencia (ves anexos...) y además un ciclo más corto, por lo que se establece el diseño de riego parcelario para este cultivo.

#### 4.2 ESTUDIOS AGROMETEREOLÓGICOS

De los datos meteorológicos obtenidos de la estación del CATIE (Nº:00073010, “Turrialba/CATIE”) se obtiene el balances hídrico mediante el método de Hargreaves, el cual se muestra en el Cuadro 4.1.

Cuadro 4.1 Balance hídrico por el método de Hargreaves

Mes	Ra (mm/día)	Temperatura máxima (°C)	Temperatura mínima (°C)	Eto Diario (mm/día)	Balance Hídrico (mm/día)
Enero	13,20	27,00	17,40	3,65	0,11
Febrero	14,20	27,80	16,30	4,32	-1,15
Marzo	15,30	28,40	17,10	4,65	-3,23
Abril	15,70	28,30	16,90	4,80	-2,29
Mayo	15,30	29,00	19,30	4,41	0,91
Junio	15,30	30,00	19,30	4,71	1,95
Julio	15,30	28,50	19,20	4,31	2,11
Agosto	15,50	28,70	19,00	4,44	1,51
Setiembre	15,30	30,70	18,70	4,97	0,85
Octubre	14,70	29,50	18,50	4,51	1,34
Noviembre	13,60	27,80	18,20	3,84	2,63
Diciembre	12,90	28,20	17,30	3,85	3,26

Según el cuadro anterior los meses que presentan déficit hídrico son febrero, marzo y abril, siendo marzo el más crítico ya que su déficit es superior al calculado para los restantes meses, basándose en diseños realizados anteriormente por el SENARA en la zona de Turrialba se considera aceptable una evapotranspiración de 4,65 mm/día, por lo que se utiliza este valor para el diseño.

Con el mes más crítico se calcula el coeficiente unitario de riego requerido para cubrir las necesidades de agua del cultivo. Este se obtiene para un área y un lapso de tiempo determinados.

Para el cálculo del coeficiente unitario de riego se utiliza la ecuación 12, para esto se utiliza una eficiencia de conducción del 97% que es la que emplea el SENARA para sus diseños, y una eficiencia de aplicación del 85% recomendada por Pizarro (Pizarro, 1995)

$$c. u. r = \frac{4,65 * 0,75}{0,85 * 0,97} = 4,23 \text{ mm/día}$$

$$c. u. r = \frac{4,23 \text{ mm}}{\text{día}} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} \times \frac{1000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3} \times \frac{10000 \text{ m}^2}{1 \text{ ha}} \times \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 0,4907 \text{ l/s/ha}$$

por otro lado esta conversión es equivalente a utilizar el factor de conversión expresado en la ecuación 12.

$$c. u. r = \frac{4,65 * 0,75}{0,85 * 0,97} \times 0,116 = 0,4907 \text{ l/s/día}$$

por lo tanto

$$c.u.r= 0,4907 \text{ l/s/ha}$$

Para el cálculo del área máxima que puede ser regada se utiliza un caudal de 12 l.p.s que se obtiene por la concesión, y se utiliza la siguiente relación entre el caudal y el c.u.r :

$$A = \frac{12 \text{ l.p.s}}{0,4907 \text{ l/s/ha}} = 24,46 \text{ ha}$$

Dividiendo el área total entre los 28 productores se obtiene:

$$A \text{ para cada productor} = \frac{24,46 \text{ ha}}{28 \text{ productores}} = 0,87 \text{ ha} = 8700 \text{ m}^2$$

Lo que corresponde a un valor de aproximadamente 8700 m<sup>2</sup> que equivale 0.87 ha para cada beneficiario.

Como se define una jornada de riego de 12h el área que puede ser regada es de

$$\text{Área por productor} = \frac{8700 \text{ m}^2}{2} = 4300 \text{ m}^2$$

### 4.3 ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS

#### 4.3.1 TEXTURA, CC, PMP y PESO ESPECÍFICO APARENTE

De los resultados obtenidos en el laboratorio se determina que la textura del suelo es franco-arcillo-arenosa, además de las ollas de presión se obtiene una capacidad de campo de 45,159%, un punto de marchitez permanente de 31,552% y con la ecuación 5 un peso específico aparente de 0,763g/cm<sup>3</sup>

### 4.4 INFILTRACIÓN

Al procesar los datos de campo obtenidos en los distintos sitios representativos del proyecto, se obtienen los datos (ver anexos) necesarios para generar los gráficos y calcular la infiltración básica y demás resultados importantes tal y como se explica en el apartado de infiltración.

De los resultados de la infiltración instantánea contra el tiempo, se obtiene la curva de infiltración instantánea cuya ecuación y sus respectivos coeficientes se adquieren usando Microsoft Excel. A continuación se presentan dichos resultados

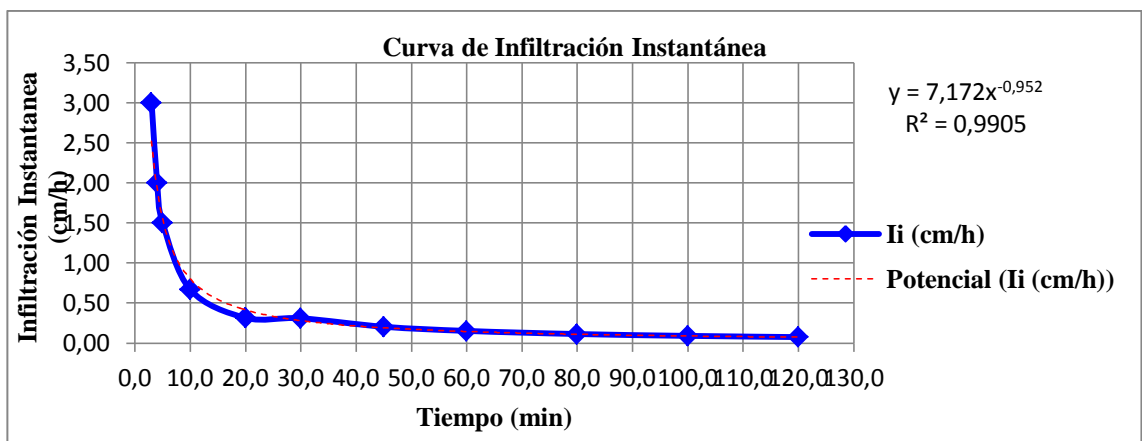


Figura 4.1. Gráfico de infiltración instantánea versus tiempo, finca 17

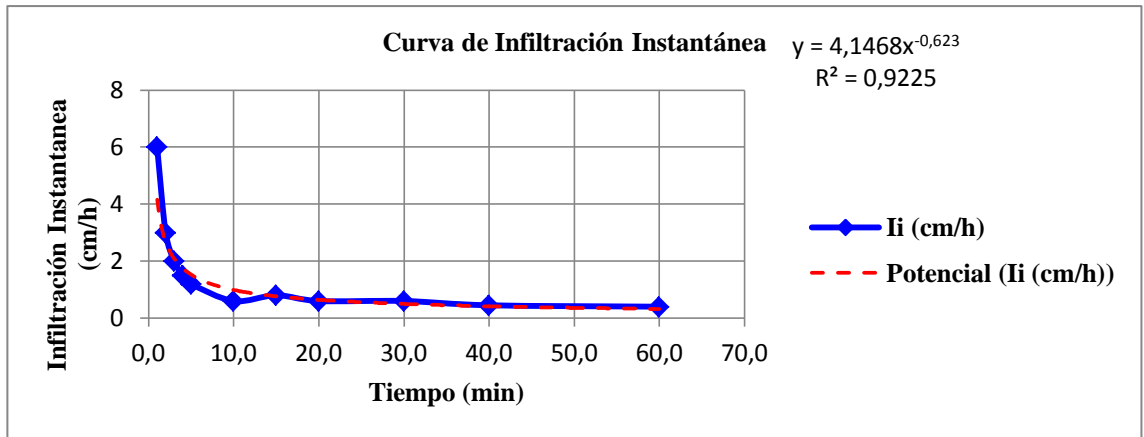


Figura 4.2. Gráfico de infiltración instantánea versus tiempo, finca 1

Las ecuaciones obtenidas de los gráfico anteriores son:  $I_i = 7,712x (t)^{-0,952}$  y  $I_i = 4,1468x(t)^{-0,623}$  respectivamente. Con las mismas ecuaciones se puede obtener el dato de infiltración básica, tan solo reemplazando el valor de t con la expresión  $(-10 \times b)$ .

$$I_b = 7,712x(-10x-0,952)^{-0,952} = 0,839\text{cm/h} = 8,39\text{mm/h}$$

$$I_b = 4,1468x(-10x-0,623)^{-0,623} = 1,326\text{cm/h} = 13,26\text{mm/h}$$

Se define 8,39 mm/h como el valor de Infiltración básica, al ser el valor más bajo obtenido, se asegura que no se presentará escorrentía.

#### 4.5 MÓDULO AGRONÓMICO

Se tiene una parcela ideal compuesta por 7 módulos de riego con espaciamentos entre microaspersores y laterales de 5 m x5 m. Se coloca la toma de parcela en el lado de 95m.

Cuadro 4.2 Especificaciones técnicas microaspersor seleccionado

Especificaciones Técnicas	
Parámetro	Dato
Emisor:	Marca: Nandanjain
	Modelo: Aquamaster 2005
	Boquilla: Negra 1,74 mm
Caudal del Emisor (Q) (l/h)	160
Diámetro humedecimiento (m)	10
Espaciamiento (m)	5x5
Intensidad de aplicación (mm/h)	6.4

Fuente: NANDANJAIN Aquamaster Catálogo.

Como se observa la intensidad de aplicación del microaspersor es menor a la infiltración básica, no presentando escorrentía. Por otro lado el diámetro de humedecimiento es mayor a 4,72m.

El traslape producido con estos microaspersores y su espaciamiento es del 100% de acuerdo a las consideraciones del fabricante.

La lámina neta se obtiene de la siguiente forma:

$$L_n = \frac{45,159 - 31,552}{100} \times 0,763 \times 0,5 \times 0,25 = 0,01297 \text{ m} = 12,97 \text{ mm}$$

Seguidamente se aplica la ecuación 16 para obtener la frecuencia de riego.

$$Fr = \frac{12,97 \text{ mm}}{4,65 \text{ mm/día}} = 2,78 \text{ días}$$

Se redondea al número entero menor por lo que se establece una frecuencia de riego de 2 días, lo que genera recalculer la lámina neta tal como muestra la ecuación (17).

$$L_n = 2 \text{ día} \times 4,65 \frac{\text{mm}}{\text{día}} = 9,3 \text{ mm}$$

La lámina bruta está expresada por la división de la lámina neta entre la eficiencia tal y como muestra la ecuación 15, asumiendo una eficiencia de aplicación de 85% y del 97% para conducción en riego por microaspersión.

$$Lb = \frac{9,3mm}{0,85 \times 0,97} = 11,28mm$$

El tiempo de riego estaría dado por

$$Tr = \frac{11,28mm}{6,4mm/h} = 1,7 \text{ h}$$

El tiempo de riego correspondería a 1 hora y 40 minutos, para cada uno de los 7 módulos.

Las horas disponibles para regar todo el campo se muestran a continuación contemplando un ciclo de riego de 7 días.

$$Ht = 7 \times 1,7 = 12 \text{ horas}$$

Los turnos de riego están dados por

$$Trd = \frac{12}{1,7} = 7,05 = 7 \text{ turnos}$$

Para simplificar la operación del sistema se establecen 7 turnos de riego al día.

El caudal disponible corresponde a

$$\text{Caudal disponible} = \frac{121}{s} \times \frac{3600s}{1h}$$

$$\text{Caudal disponible} = 43200 \frac{l}{h}$$

Se procede a calcular el número de microaspersores:

$$\#micros = \frac{43200 \frac{l}{h}}{160 \frac{l}{h - micro}} = 270 \text{ microaspersores}$$

El número de microaspersores por parcelero es:

$$\# \text{micros/parcelero} = \frac{270 \text{ micropaspersores}}{14 \text{ parceleros}} = 19.28 \text{ micros/parcelero}$$

Al tener 7 módulos de riego en la parcela ideal, se establece que solo se coloquen 20 microaspersores por módulo, con el fin de facilitar el diseño, además se define que cada módulo se abra durante 1 hora y 40 minutos.

Aplicando las ecuaciones de la 34 a la 38, se tiene

La longitud del lateral para el primer microaspersor ubicado a EA/2 se obtiene de la siguiente forma

$$L_{\text{lat}} = 5 \times (5-1) = 22,5\text{m.}$$

El caudal en el lateral está dado por

$$Q_{\text{lat}} = 5 \times 160 \text{ l/h} = 800 \text{ l/h} = 0,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

El número de laterales se define pensando en una longitud disponible de 20m debido a que en la tubería secundaria el primer lateral estará ubicado a EA/2

$$\# \text{lat} = \frac{20\text{m}}{5\text{m}} = 4 \text{ Laterales}$$

Para la múltiple se tiene una longitud dada por

$$L_{\text{mult}} = (4-1) \times 5 = 15 \text{ m}$$

Se inician los cálculos hidráulicos determinando la pérdida de carga admisible en el sistema, para un lateral colocado a nivel.

$$P_{\text{adm}} = 0,2 \times 20 \text{ mca} = 4 \text{ m.c.a.}$$

Estos 4 m.c.a se distribuyen entre el lateral y la múltiple, en una relación del 80% para el lateral y 20% para la múltiple, lo que corresponde a 3,2 m. y 0,8 m respectivamente.

Se utiliza la ecuación 46 para determinar el diámetro de la tubería del lateral, dicha tubería será de polietileno blando.

Mediante el cuadro 2.7 se define un factor F para 5 salidas correspondiente a 0,410 y se tienen pérdidas admisibles de 3.2 m como se definió anteriormente.

$$3,2 = 1,131 \times 10^9 \times \frac{0,8}{140}^{1,852} \times D^{-4,872} \times 22,5 \times 0,410$$

$$D = \frac{1,131 \times 10^9 \times 0,8^{1,852} \times 22,5 \times 0,410}{3,2 \times 140^{1,852}}^{0,20525} = 12,6 \text{ mm}$$

Comercialmente se tiene diámetro nominal de 16 mm (diámetro interno= 13.1 mm), se procede a recalcular las pérdidas.

$$hf = 1,131 \times 10^9 \times \frac{0,8}{140}^{1,852} \times (13,1)^{-4,872} \times 22,5 \times 0,410 = 2,65 \text{ m}$$

Como las pérdidas obtenidas con el diámetro comercial son menores a las admisibles (3,2m), se define como buena la elección de un diámetro nominal de 16mm en polietileno blando para el lateral.

Se procede a calcular el diámetro de la múltiple utilizando la ecuación 46, definiendo una longitud de 7,5m y un caudal para dos laterales (1,6 m<sup>3</sup>/h) debido a que la tubería principal la alimenta por la mitad.

Se tienen 0,8m de pérdidas admisibles como se definió anteriormente, un factor F para 2 salidas correspondiente a 0,164 (obtenido mediante extrapolación del cuadro 2.7).

La tubería será de PVC SDR41

$$0,8 = 1,131 \times 10^9 \times \frac{1,6}{150}^{1,852} \times D^{-4,872} \times 7,5 \times 0,164$$



$$D = \frac{1,131 \times 10^9 \times 1,6^{1.852} \times 7,5 \times 0,164}{0,8 \times 150^{1.852}}^{0.20525} = 14,04 \text{ mm}$$

Comercialmente se tiene diámetro nominal de 38 mm (diámetro interno= 45,9 mm), se procede a recalcular las pérdidas con este diámetro.

$$hf = 1,131 \times 10^9 \times \frac{1,6}{150}^{1.852} \times (45,90)^{-4.872} \times 7,5 \times 0,164 = 0,0025 \text{ m}$$

Como las pérdidas obtenidas con el diámetro comercial son menores a las admisibles (0,8m), se define como buena la elección de un diámetro nominal de 38 mm en PVC SDR-41 para la tubería secundaria.

El módulo 4 es el más crítico debido a que se encuentra a mayor distancia de la toma parcelaria por lo que la tubería principal se diseña para éste.

La distancia de tubería principal de la toma al módulo 4 es de 67.5 m, por el método de carga unitaria se establece la siguiente relación

$$\frac{2,3 \text{ m}}{100 \text{ m}} = \frac{X}{62,5}$$

$$x = \frac{62,5 \times 2,3 \text{ m}}{100 \text{ m}} = 1,44 \text{ m}$$

Así las pérdidas de carga admisibles para la tubería principal serán de 1.44m. Este parámetro junto con el caudal del sistema (3.2 m<sup>3</sup>/h) permiten la aplicación de la ecuación 46 para obtener un diámetro adecuado

$$1,44 = 1,131 \times 10^9 \times \frac{3,2}{150}^{1.852} \times D^{-4.872} \times 62,5$$

$$D = \frac{1,131 \times 10^9 \times (3,2)^{1.852} \times 62,5}{1,44 \times (150)^{1.852}}^{0.20525} = 36,29 \text{ mm}$$

Comercialmente se tiene diámetro nominal de 38 mm (diámetro interno= 45,9 mm), se procede a recalcular las pérdidas con este diámetro.

$$hf = 1,131 \times 10^9 \times \frac{3,2}{150}^{1.852} \times (45,90)^{-4.872} \times 62,5 = 0,46 \text{ m}$$

Como las pérdidas obtenidas con el diámetro comercial son menores a las admisibles (1.44m), se define como buena la elección de un diámetro nominal de 38 mm en PVC SDR-41 para la tubería principal.

La presión a la entrada del lateral está dada por la ecuación 47.

$$P_e = 20 + \frac{3 \times 2,65}{4} + 0,6 = 22,5875 \text{ m}$$

La presión en la válvula o múltiple está dada por la ecuación 49

$$P_v = 20 + \frac{3 \times 0,0025}{4} + 0,6 = 22,65894 \text{ m}$$

La presión en el último microaspersor del lateral está dada por la ecuación 50.

$$P_d = 22,5894 - (2,65 + 0,0025) - 0,6 = 19,3369$$

Como se diseña para una parcela ideal a nivel y en la realidad todas las fincas de los productores son diferentes, se contempla colocar reguladores de presión en la entrada de cada lateral.

En la figura (4.3) se muestra el sistema de riego parcelario propuesto para la sociedad de usuarios.

El cuadro 4.3 resume las especificaciones técnicas del sistema de riego propuesto.

Cuadro 4.3 Especificaciones técnicas del sistema de riego propuesto

<b>Sistema de Riego parcelario</b>	
<b>Especificaciones Técnicas</b>	
<b>Parámetro</b>	<b>Dato</b>
<b>Cultivo</b>	Hortalizas
<b>Lámina Neta requerida (mm)</b>	8.21
<b>Emisor:</b>	<i>Marca: Nandanjain</i>
	<i>Modelo: Aquamaster 2005</i>
	<i>Boquilla: Negra 1.74 mm</i>
<b>Caudal del Emisor (Q) (l/h)</b>	160
<b>Diámetro humedecimiento (m)</b>	10
<b>Espaciamiento (m)</b>	5x5
<b>Intensidad de aplicación (mm/h)</b>	6,4
<b>Nº Operaciones</b>	7
<b>Tiempo de Riego por operación</b>	1h y 40 min (1.7 h)
<b>Tiempo de Riego total</b>	12 h

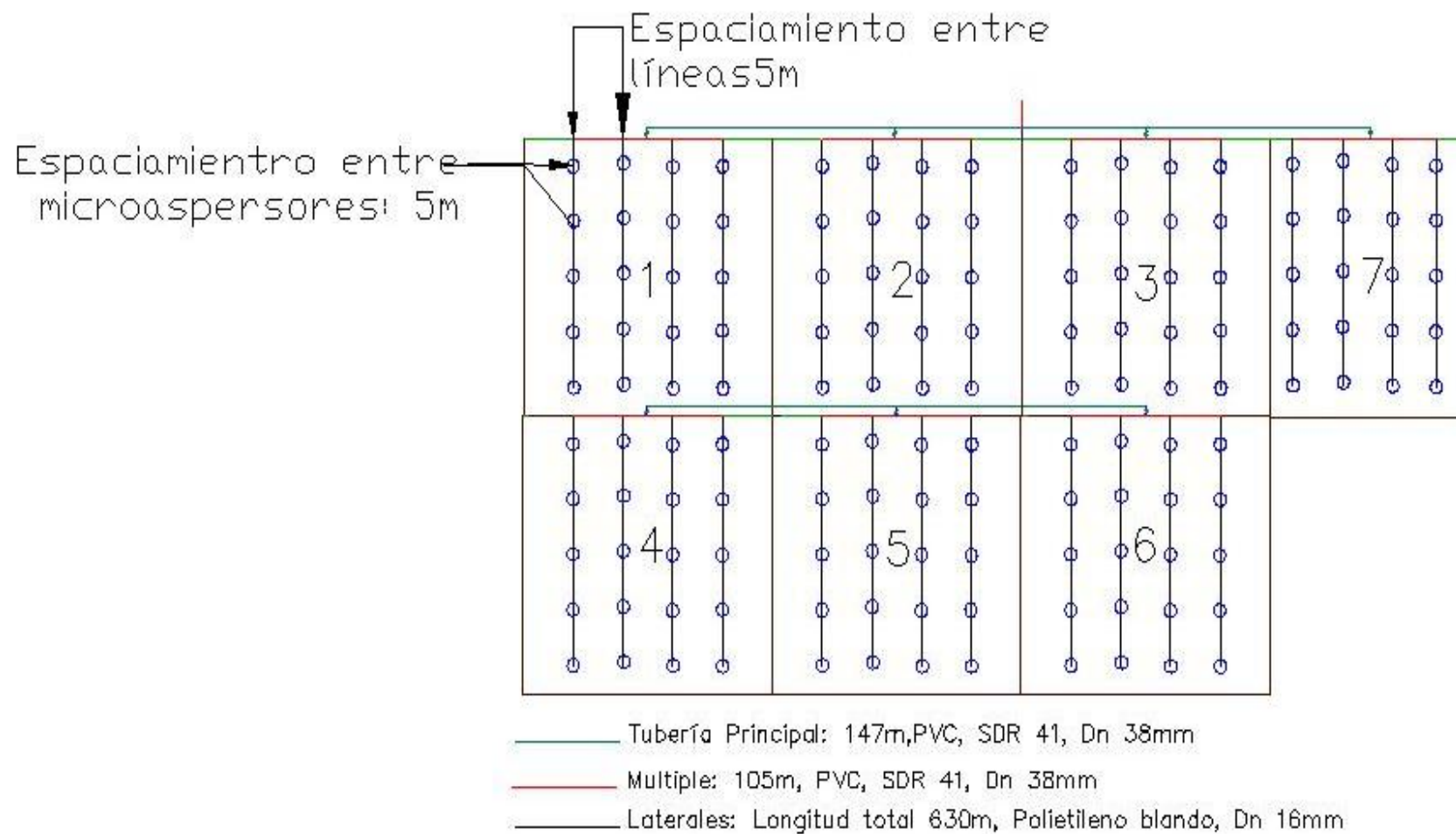


Figura 4.3. Sistema de riego parcelario propuesto para el Proyecto Río Guayabo.

AUTOCAD

La operación del sistema, propietarios y calendario de riego se muestra en los cuadros 7.16 y 7.17 del apartado anexos.

#### 4.6 DESARENADOR

Se asumió un  $h = 1,5$  m para el cálculo de L.

Se escogió un diámetro de las partículas a decantar de  $d = 0,5$  mm según se indica en la figura 2.20, para un sistema de riego.

Cálculo de  $v$ :

Utilizando la ecuación 53, se obtiene:

$$v = 31,1127 \text{ cm/s} \approx 0,31 \text{ m/s}$$

Cálculo de  $w$ :

De acuerdo a Sudry y su nomograma (figura 2.19) se tiene un  $w=6,5$  cm/s

De acuerdo a Scotti-Foglieni (ecuación 54)se tiene:

$$w = 8,91 \text{ cm/s}$$

De acuerdo a Arkhangelski y según cuadro 2.12 para  $d = 0,5$  mm se obtiene un  $w=5,4$  cm/s

De acuerdo a Sellerio, si se entra al nomograma figura 2.20 con  $d=0,5$  mm se tiene un  $w= 5$  cm/s

De acuerdo a Owens (ecuación 54): se tiene la siguiente fórmula:

$$w = 1,28 * \frac{0,0005 * (2,43 - 1)}{w= 3,42 \text{ cm/s}}$$

Realizando un promedio de todos los resultados de “w” se tiene:

$$w = \frac{5,4 + 5 + 3,42 + 6,5 + 8,91}{5} = 5,846 \text{ cm/s}$$

Ahora bien, sustituyendo valores en la ecuación 60 se tiene:

$$L = \frac{1,5 * 31,1127}{5,846} = 8 \text{ m}$$

Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia

Cálculo de “a” según Bastelli:

$$a = \frac{0,132}{h} = \frac{0,132}{1,5} = 0,1078$$

Cálculo de “w’” según Levin:

$$w' = a * v$$
$$w' = 0,1078 * 0,3111 = 0,0335 \frac{m}{s}$$

Cálculo de “w’” según Eghiazaroff:

$$w' = \frac{0,3111}{5,7 + 2,3 * 1,5} = 0,034 \text{ m/s}$$

Se obtiene un promedio de w’ :

$$w' = \frac{0,0335 + 0,034}{2} = 0,03375 \text{ m/s}$$

Ahora bien, se calcula L mediante la siguiente forma:

$$L = \frac{1,5 * 0,3111}{0,05846 - 0,03375} = 18,88 \text{ m} = 19 \text{ m}$$

Se obtiene un L de 8 y 19 m para un promedio de 13m, sin embargo se decide utilizar 12 m por recomendaciones dadas por la experiencia con estas estructuras por parte de funcionarios del SENARA. Al fondo del desarenador tiene que haber una pendiente de 1%, la cual comienza al finalizar la transición.

Cálculo del tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{h}{w} = \frac{1,5}{0,05846} = 25,6586 \text{ seg}$$

Volúmen de agua conducida:

$$V = Qt = 0,012 * 25,66 = 0.31m^3$$

El ancho del desarenador es estándar en los diseños utilizados en el SENARA por lo que se define un ancho de 2,20 m

La longitud de 12 m obtenida es transformada en un desarenador compuesto por 6 cámaras, cada cámara equivalente a 2 m de longitud.

Capacidad del tanque:

$$V = b * h * L = 2,20 * 1,5 * 6$$

$$V = 19.8 \text{ m}^3$$

Según los datos anteriores se tiene que el volumen del desarenador será de 19.8m<sup>3</sup> para el diseño del mismo, en SENARA se propone hacer una caja rectangular de 2,20x5,6x1,5 m (ancho, largo, alto), construido en bloques de concreto reforzado de 12x20x40 cm (ancho, largo, alto) con varilla y asentado sobre una losa de concreto armado, con seis compartimentos dispuestos de forma tal que el agua pase ya no en forma lineal sino en una especie de serpenteo (Figura 3.2 ).

## 4.7 TUBERÍA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN

La conducción de agua se hará mediante tubería de PVC en diámetros que varían entre los 150 y 38 mm, con espesores de pared lo suficientemente gruesos para que resistan la presión estática a que estarán sometidas (SDR 41 al 17).

Para la determinación del diámetro de la tubería se hace un estudio de la diferencia de nivel que existe entre la fuente y los sitios donde se debe entregar el agua y se hace un estimado de las pérdidas de carga del tramo, de tal forma que el acumulado de las pérdidas más la carga que se debe dejar en la toma no sobrepase ni sea menor a la carga estática del punto.

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los valores obtenidos para la tubería de conducción.

Cuadro 4.4 Diámetros y Longitudes obtenidos para la tubería de conducción

Diámetro Nomina		SDR	Presión de Trabajo (Kg/cm <sup>2</sup> )	Longitud tubería (m)	Diámetro Externo	Diámetro Interno	Presión de Ruptura (Kg/cm <sup>2</sup> )
(mm)	(Pulg)				(mm)	(mm)	
150	6	41	7,0	469,5	168,28	160,08	22,1
100	4	41	7,0	399,1	144,3	108,72	22,1
75	3	41	7,0	144,1	88,9	84,58	22,1
50	2	41	7,0	264,2	60,32	57,38	22,1
75	3	32.5	8,8	89,8	88,9	83,42	28,1
50	2	32.5	8,8	31,8	60,33	56,63	28,1
38	1 1/2	32.5	8,8	44,3	48,26	45,22	28,1
75	3	26	11,2	83,6	88,9	82,04	35,1
62	2 1/2	26	11,2	284,2	73,03	67,45	35,1
50	2	26	11,2	194,9	60,33	55,71	35,1
38	1 1/2	26	11,2	87,3	48,26	44,56	35,1
50	2	17	17,6	138	60,33	53,21	56,2
38	1 1/2	17	17,6	103,6	48,26	42,58	56,2

También se debe de tomar en cuenta que la velocidad del fluido dentro de las tuberías no sobrepase los 2 m/s para minimizar los valores del golpe de ariete. Se debe establecer que el espesor de pared de la tubería se encuentre dentro del rango permisible para soportar la presión estática a que estará sometida.

Al tramo analizado se le suma la sobrepresión ocasionada por el golpe de ariete y se revisa si la cédula del tubo escogido soporta toda la carga acumulada. Luego se



realiza la estimación de pérdidas por fricción para conocer la carga real disponible en cada toma y se verifica si es la adecuada según la demanda de diseño.

Es importante reseñar que al valor calculado de pérdidas por fricción, no se contemplan las pérdidas secundarias ya que en tramos de mucha longitud éstas se vuelven despreciables respecto a las primarias (pérdidas por fricción), por pérdidas secundarias se entienden las generadas por los accesorios y otros componentes que se encuentran colocados a lo largo de la línea de conducción.

Los valores obtenidos por el software “Tubos” se muestran en el anexo(7.8)

La longitud de la tubería de conducción es de 2,6 km, a lo largo de los cuales se distribuyen 28 tomas de parcela; todas las tomas corresponden a un asociado diferente. (7.18).

Analizando la carga dinámica en cada punto de entrega se nota que las primeras 2 tomas no tienen la carga dinámica suficiente, es decir los 20 m.c.a. Por lo que se les sugiere a los dueños de las tomas que coloquen el sistema de riego parcelario en las partes bajas de sus finca con esto se logra ganar la carga requerida.

El análisis del golpe de ariete se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.5 Análisis de golpe de ariete por tramos entre tomas parcelarias.

Toma	SDR	Carga Estática (m.c.a)	Golpe de Ariete (m.c.a)	Golpe de Ariete más Carga Estática (m.c.a)	Presión de trabajo de tubería (m.c.a)
1	41	14,80	1,58	16,40	70
2	41	19,10	3,42	22,60	70
3	41	35,60	3,19	38,80	70
4 y 5	41	50,00	3,19	53,20	70
6	41	63,90	4,87	68,80	70
7	26	84,90	6,10	91,00	112
8	26	93,50	3,81	97,30	112
9	26	96,10	3,81	99,10	112
10	17	111,80	3,03	114,80	176
11	17	113,00	3,03	116,00	176
12 y 13	41	31,40	2,58	34,00	70
14	26	81,00	4,32	85,40	112
15	26	77,80	4,32	82,10	112
16	32.5	77,60	3,33	80,90	88
17 y 18	32.5	68,10	3,34	71,40	88
19	32.5	69,30	2,50	71,80	88
20	32.5	72,50	1,66	74,20	88
21	32.5	73,80	1,66	75,50	88
22	32.5	76,90	1,32	78,20	88
23 y 24	26	89,60	1,73	91,30	112
25	26	93,00	1,36	94,40	112
26	17	113,80	1,92	115,70	176
27 y 28	17	122,10	1,49	123,60	176

Como se observa, no se tienen problemas de golpe de ariete ya que el SDR en el cual está diseñado cada tramo, soporta la sobrepresión generada por el cierre de la toma de parcela.

#### **4.8 VÁLVULAS DE LIMPIEZA**

Se colocarán las válvulas para limpieza en las primeras depresiones de la conducción principal en que se pueden acumular sedimentos. Estos sitios deben presentar condiciones óptimas para la ubicación. Deben ser sitios donde existan drenes o cauces naturales que puedan conducir el caudal liberado durante la limpieza de la tubería. En la conducción principal se colocarán dos válvulas de limpieza una en el punto 27N y otra en el 47N del levantamiento topográfico ambas en un diámetro de 160mm. Normalmente este tipo de válvula funciona cerrada, abriéndose cuando sea necesario limpiar la tubería, por ejemplo al inicio y al final de la temporada de riego. El tipo de válvula que se utiliza es una válvula compuerta (Ver figura 7.1 y Planos constructivos, Anexos). Se ubican en las primeras depresiones pues es en estas posiciones donde se acumula mayor cantidad del material que se filtró del desarenador.

#### **4.9 VÁLVULA DE COMPUERTA EN LÍNEA**

Son ubicadas en un punto específico de la red con el fin de interrumpir el flujo de agua hacia tubería en particular, permitiendo de esta forma, hacer reparaciones en la misma sin afectar el servicio de riego en el resto del sistema aguas arriba del sitio donde se ubica la válvula más cercana al daño.

Por su concepción funcionan normalmente abiertas. Para este proyecto se instalarán 1 válvula de compuerta en línea de 75 mm en el punto 121N; 1 de 62 mm en el punto 84N; 1 de 50 mm en los puntos 95N, según el levantamiento topográfico. (ver figura 7.1 y Planos constructivos, Anexos)

#### **4.10 VÁLVULA DE AIRE**

Con base en el perfil del terreno a lo largo de la línea de conducción, se identificaron los puntos altos en donde se podría acumular aire y que puede provocar obstrucciones, además en aquellos tramos con pendientes regulares se colocan a distancias no mayores a 300 m.

Las válvulas de aire que se utilizarán son de doble propósito, permiten la y salida del aire de la tubería durante el vaciado y llenado de la misma. Además durante la operación normal del sistema facilita la salida continua del aire liberado por la turbulencia del fluido.

Estas válvulas se protegen con un nipple de longitud variable y un tapón de P.V.C. de 160mm, 62mm y 50mm de diámetro a fin de evitar daños mecánicos. Para este proyecto se tiene contemplado la colocación de 11 válvulas de aire.

La distancia no es estricta pues hay secciones en donde se colocan tantas válvulas como sean necesarias sin que importe mucho la distancia entre ellas, y en otras secciones se puede alargar la distancia entre ellas pues se permite hacerlo sin generar ninguna complicación.( Ver figura 7.7 y Planos Constructivos , Anexos)

#### **4.11 ANCLAJES Y OBRAS DE PROTECCIÓN**

Los anclajes son bloques de concreto en masa que se colocan en lugares montañosos o bien muy quebrados donde la tubería no puede ser enterrada a suficiente profundidad y está expuesta a cambios constantes de dirección, los esfuerzos producidos por la presión del fluido deben ser absorbidos por los anclajes, para evitar la acción del empuje, el desacople de las uniones ruptura de las campanas a causa de los esfuerzos flexionantes.

La colocación de cajas de protección de válvulas, se hace necesario para evitar que extraños al proyecto, maniobren las diferentes válvulas que se colocarán a lo largo del diseño o que éstas puedan sufrir daños causados por animales (ganado) o por exposición a la intemperie.

Por experiencias prácticas del SENARA se han diseñado para que se construyan de metal con lámina de hierro galvanizado de un espesor de 0,32 cm (1/8") y equipadas

con tapa metálica y su respectivo candado. Estas estarán reforzadas con angulares de 2.54x2.54x0.32 cm (1x1x1/8") y serán ancladas al suelo por medio de una losa de concreto (280 kg/cm<sup>2</sup>) de 10 cm. de espesor, las dimensiones de las cajas serán de acorde al tipo de válvula que protegerán. Para proteger las paredes y la tapa de las cajas, se pintarán con base tipo premier y doble aplicación de pintura anticorrosiva de color vistoso.

#### **4.12 TANQUE ROMPE CARGA**

En vista que la línea de conducción posee puntos donde las cargas sobrepasan los rangos permitidos para el uso de tuberías de PVC, se hace necesarios colocar un tanque para bajar la presión, los cuales se han colocado en sitios donde suministren carga suficiente a las tomas que se encuentren aguas debajo de estos (punto 100N).

El objetivo de la colocación de estos dispositivos de control es abaratar el costo del proyecto al no tener que utilizar tubería con SDR muy altos.

El tanque rompe carga es una estructura rectangular de 1,00x1,00x1,00 m (ancho, largo, alto), construido en bloques de concreto reforzado con varilla y asentado sobre una losa de concreto armado. Para evitar derrames de agua se les colocará una válvula boya la cual corta el flujo cuando el tanque se encuentre lleno.(Ver detalle Planos Constructivos, Anexos)

#### **4.13 VÁLVULA DE TOMA DE PARCELA**

Su función es garantizar y regular el caudal en cada toma de parcela y además se puede reducir la presión de trabajo cuando es requerido, se va utilizar válvulas hidráulicas de ángulo, construidas en bronce, previstas de un dispositivo que permita hacer la regulación del caudal. Estas tienen un diámetro de conexión para la tubería de la parcela en 50 mm y se van a proteger con una caja de metal para que no sea manipulada o dañada por personas ajenas al proyecto.

En los tomas 4, 5, 6, 7, 8, 9, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28 donde la carga es superior a la requerida por los aspersores, la válvula parcelaria se encarga de reducir la presión hasta un cierto valor para el cual fue calibrada y así lograr

las condiciones establecidas. Se colocan para este proyecto 28 válvulas de toma parcelaria.(Ver figura 7.3 y Planos Constructivos, Anexos)

#### 4.14 PRESUPUESTO

El costo total del Proyecto de riego es de ¢72.163.765,25 (setenta y dos millones ciento sesenta y tres mil setecientos sesenta y cinco colones con 25/100) (7.13).

Del análisis anterior se desprende que el costo por hectárea es de ¢ 5.993.668,21 (seis millones trescientos cincuenta y dos mil ochocientos sesenta y dos colones con 21/100).

A continuación se muestra un resumen del presupuesto del proyecto Río Guayabo.

Cuadro 4.6. Resumen del Presupuesto Proyecto Río Guayabo.

Ítem	Costo
<b>Tuberías y Accesorios:</b>	
Costo Tuberías	¢ 14,444,669.82
Costo Accesorios	¢ 2,887,445.32
Costo Válvulas	¢ 16,139,764.76
<b>Subtotal Tuberías y Accesorios</b>	¢ 33,471,879.90
<b>Costo Sistema de Riego Parcelario</b>	¢ 27,982,976.00
<b>Otros:</b>	
Costo Obras de Concreto	¢ 5,951,239.58
Costo Excavación y Tapado zanjas	¢ 1,321,300.00
<b>Subtotal</b>	¢ 68,727,395.47
<b>Imprevistos 5%</b>	¢ 3,436,369.77
<b>COSTO TOTAL PROYECTO</b>	¢ 72,163,765.25

Tomando en cuenta que el tipo de cambio al 11 de Octubre del 2013 es de ¢ 506.86 por dólar estadounidense, el valor global del proyecto es de US\$ 142.374,16.

## **4.15 EVALUACIÓN FINANCIERA DEL PROYECTO**

### **4.15.1 ESCENARIOS DE ANÁLISIS**

Es importante mencionar que el proyecto se evalúa con la totalidad de las hectáreas, es decir no se análisis la situación de finca por finca, para este proyecto, todo el análisis se realiza para una totalidad de 12.04 hectáreas.

Se realizaron dos escenarios que se explican de la siguiente manera:

- Flujo actual: se valora una situación donde se evalúan 7.04 hectáreas de pasto de corta King Grass, manejando un promedio de 2 UA/ha (lecheras), 1.5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2.5 ha de vainica, para un total de 12.04 ha sin riego.
- Flujo Propuesto: se valora una situación donde se evalúan 7.04 hectáreas de pasto de corta King Grass, manejando un promedio de 2 UA/ha (lecheras), 1.5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2.5 ha de vainica, para un total de 12.04 ha con riego.

Al no cambiar las condiciones iniciales de cultivo o actividad, lo que se evalúa es el cambio de tecnología al introducir el riego en el proyecto.

### **4.15.2 ANÁLISIS DE SITUACIÓN ACTUAL**

Actualmente solo algunos de los beneficiarios del proyecto de Riego Rio Guayabo se dedican principalmente a la actividad de hortalizas y mantienen algunos animales de producción de leche.

### **4.15.3 SUPUESTOS UTILIZADOS**

- Se evaluó 7.04 ha de pasto de corta King Grass, 1.5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2.5 ha de vainica, para un total de 12.04 ha sin riego.
- Se evaluó 2 UA/ha. Donde las dos unidades se consideraron como animales lecheros en producción.
- El precio de venta del queso es de ₡ 2.000/kg y su rendimiento es de 1 kilo de queso por 6 litros de leche diarios. Se produce los 365 días al año.
- Cuadro de rendimientos/ha utilizados

Cuadro 4.7. Rendimientos Supuestos utilizados

<b>Actividad</b>	<b>Rendimiento/ha utilizado</b>
Queso	1 kg queso/6 litros de leche
Vainica	12.000 kg
Lechuga	11.666/semana
Culantro	12.500 rollos/mes

Fuente: SENARA.2013.

#### **4.15.4 INVERSIONES**

Para el escenario actual, no se consideran inversiones, se toma el supuesto de que las inversiones mínimas para mantener las actividades de ganadería de leche son un costo hundido, solo se consideran el mantenimiento de los activos y los costos operativos de cada actividad.

#### **4.15.5 COSTOS**

##### **4.15.5.1 COSTOS DE PRODUCCIÓN**

Los costos de producción para el escenario actual lo constituyen los costos en que incurre el productor beneficiario del proyecto en las actividades propiamente agrícola o pecuaria, en este caso para el mantenimiento y producción del ganado de leche, tanto en la obtención de leche como en la venta del queso como también los costos de producción y cosecha las demás actividades agrícolas.

En el siguiente cuadro, se muestran los datos de costos de producción actuales de los productores, proyectándose a cinco años.

**Cuadro 4.8.** Costos de producción escenario sin proyecto, primeros 5 años de evaluación. 2013.

<b>SIN PROYECTO</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>EGRESOS</b>					
Total egresos pasto piso	2.396.486,40	2.613.128,77	2.849.355,61	3.106.937,36	3.387.804,50
Total Egresos Ganado	22.807.452,80	24.869.246,53	27.117.426,42	29.568.841,77	32.241.865,06
Total Egresos queso	3.949.689,33	4.306.741,25	4.696.070,66	5.120.595,45	5.583.497,27
Total Egresos lechuga	37.429.617,33	40.813.254,74	44.502.772,97	48.525.823,65	52.912.558,10
Total Egresos Vainica	3.526.610,00	3.845.415,54	4.193.041,11	4.572.092,03	4.985.409,14
Total Egresos Culantro	9.909.476,48	10.805.293,15	11.782.091,65	12.847.192,74	14.008.578,96
<b>TOTAL EGRESOS SIN PROY</b>	<b>80.019.332,34</b>	<b>87.253.079,99</b>	<b>95.140.758,42</b>	<b>103.741.482,98</b>	<b>113.119.713,04</b>

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego El Sesteo. INDEP. PROGIRH. 2013.

#### 4.15.5.2 GASTOS DE ADMINISTRACIÓN DEL PRODUCTOR

Los gastos administrativos del productor incluyen: los costos de la contratación de un peón agrícola (3,5% de tiempo) con su respectiva seguro (42.82%). Estos costos abarcan la totalidad de hectáreas evaluadas en el proyecto.

**Cuadro 4.9.** Gastos administrativos del productor, escenario actual. 2013.

	<b>COSTO</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
Pago por concepto de administración de la parcela	698,880.00	Salario establecido por el Ministerio de Trabajo para un trabajador peon general
Cargas Sociales adm	299,260.42	Se considera una aplicación del tiempo de 3.5% CCSS 14%, Aguinaldo 8,33%, cesantía 7,33% Pensión complem oblig 1%, vacaciones 4,17% Otras cargas 7,99%

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego Rio Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

#### 4.15.6 INGRESOS

Los ingresos en este análisis son el resultado de cosecha de culantro, lechuga, vainica y venta de queso. El siguiente cuadro muestra 5 años de evaluación de ingresos.



Cuadro 4.10. Ingresos actuales de los beneficiarios del proyecto de riego Rio Guayabo. 2013.

	1	2	3	4	5
Estimación de Ingresos					
Venta de queso	17.130.667	17.987.200	18.886.560	19.830.888	20.822.432
Venta de lechuga	71.470.000	75.043.500	78.795.675	82.735.459	86.872.232
Venta de vainica	11.544.000	12.121.200	12.727.260	13.363.623	14.031.804
Venta de culantro	2.950.000	3.097.500	3.252.375	3.414.994	3.585.743
Ingreso Sin Proyecto	<b>103.094.667</b>	<b>108.249.400</b>	<b>113.661.870</b>	<b>119.344.964</b>	<b>125.312.212</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

#### 4.15.7 ANÁLISIS DE RENTABILIDAD EN SITUACIÓN ACTUAL

En este apartado, se realiza un análisis financiero de la situación actual en la que se encuentra los beneficiarios, o sea sin proyecto. Se analizan los ingresos y egresos de los productores, con el fin de valorar el impacto económico que causaría la implementación del riego. El cuadro 6.4, muestra los resultados de este análisis.

Cuadro 4.11. Resultados del flujo de caja del Escenario actual proyecto de Riego Rio Guayabo. 2013.

VAN	Ø24.681.587,70
TIR	13%
B/C	1,03

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

#### 4.15.8 ANALISIS SITUACIÓN CON PROYECTO

Se analiza financieramente la propuesta técnica enviada por el Ingeniero encargado del proyecto, con el fin de valorar el impacto que causa la inversión de la puesta en marcha del proyecto, valorar la actividad de los productores una vez puesto el riego en sus fincas.

##### 4.15.8.1 INVERSIONES

Las inversiones valoradas en este apartado, son las necesarias para llevar el riego en cada una de las fincas de los beneficiarios del proyecto, a continuación se muestra un resumen de las mismas:

Cuadro 4.12. Inversiones del proyecto de Riego Río Guayabo 2013

Tuberías	¢14,444,669.82
Accesorios	¢2,887,445.32
Válvulas	¢16,139,764.76
Riego Parcelario	¢27,982,976.00
Obras de concreto+anclajes	¢5,951,239.58
Excavaciones y rell zanjas	¢1,321,300.00
<b>Subtotal</b>	<b>¢68,727,395.48</b>
Imprevistos y supervisión 15%	¢3,436,369.77
<b>Costo Total Proyecto</b>	<b>¢72,163,765.25</b>

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013

Como se muestra en el cuadro anterior, se valora una inversión total de ¢72,163,765.25 para valorar el escenario Propuesto (con riego).

#### 4.15.8.2 COSTOS

##### A. Costos de Operación y mantenimiento del Sistema

Estos costos son los que se generan por el tiempo de uso del sistema de riego, ya que a este debe de darse un adecuado mantenimiento, además de sustituir piezas dañadas o depreciadas. El siguiente cuadro presenta los costos en que se debe de incurrir los primeros 5 años de puesto en marcha del proyecto, la presente evaluación contempla 5 años.

Cuadro 4.13. Costos de Operación y mantenimiento proyecto Propuesto de Riego Río Guayabo 2013

	I Año	II Año	III Año	IV Año	V Año
<b>Tubería</b>	103,066.68	113,373.35	124,710.68	137,181.75	150,899.93
<b>Válvulas</b>	0.00	821,558.00	0.00	994,085.18	0.00
<b>Obras de concreto</b>	590,828.00	649,910.80	714,901.88	786,392.07	865,031.27
<b>Parcelario</b>		7,800,000.00	780,000.00	7,800,000.00	26,872,358.40
<b>Pintura</b>					
<b>Accesorios</b>	0.00	100,370.52	0.00	121,448.33	0.00
<b>Sustitucion de Candados</b>	12,000.00	13,200.00	14,520.00	15,972.00	17,569.20
<b>Jornal</b>	5,644,800.00	6,209,280.00	6,830,208.00	7,513,228.80	8,264,551.68
<b>TOTAL</b>	<b>6,350,695.00</b>	<b>7,907,692.67</b>	<b>7,684,340.66</b>	<b>9,568,308.13</b>	<b>9,298,052.08</b>

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## B. Servicios Contratados por la SUA

La Sociedad de usuarios del proyecto de Riego, debe contratar ciertos servicios con el fin de darle el buen uso al sistema de riego, en el cuadro 6.7 se presentan los considerados en el presente proyecto.

Cuadro 4.14. Costos por Servicios Contratados por la SUA, proyecto de Riego Río Guayabo 2013.

SERVICIOS CONTRATADOS	1	2	3	4	5
Juez de Aguas	2,546,040.00	2,673,342.00	2,807,009.10	2,947,359.56	3,094,727.53
Cargas Sociales	1,090,214.33	1,144,725.04	1,201,961.30	1,262,059.36	1,325,162.33
Riesgos profesionales	88,092.98	92,497.63	97,122.51	101,978.64	107,077.57
Servicios profesionales	175,000.00	183,750.00	192,937.50	202,584.38	212,713.59
Reparación de averías mayores	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Total Servicios Contratados</b>	<b>3,899,347.31</b>	<b>4,094,314.68</b>	<b>4,299,030.41</b>	<b>4,513,981.93</b>	<b>4,739,681.03</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## C. Gastos Administrativos por la SUA

En las actividades de los proyectos de riego (reuniones, capacitaciones, etc), la SUA debe de incurrir en diferentes gastos administrativos como fotocopias, pago de luz, teléfono entre otros, por lo que se consideran un rubro para este tipo de gastos.

Cuadro 4.15. Costos por Servicios Contratados por la SUA, proyecto de Riego Río Guayabo 2013.

	COSTO	OBSERVACIONES
Fotocopias	25.000,00	Invitaciones, cartas, etc
Telecomunicaciones	50.000,00	Teléfono y fax
Viáticos y transporte	150.000,00	reuniones y capacitaciones
Materiales de oficina	30.000,00	general
<b>TOTAL</b>	<b>255.000,00</b>	

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH 2013.

## D. Gastos Administrativos del Productor

Son los gastos administrativos que normalmente incurren los productores en la administración de la finca. Estos incluyen: los costos de la contratación de un peón agrícola (5% de tiempo) y con su respectiva seguro (42.82%). También se generan costos de la organización (SUA), las cuales se presentan en el cuadro 6.9, estos costos abarcan la totalidad de hectáreas evaluadas en el proyecto.

Cuadro 4.16. Gastos administrativos del productor, escenario propuesto. 2013.

	<b>COSTO</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
<b>GASTOS ADMINISTRATIVOS DEL PRODUCTOR</b>		
Pago por concepto de administra parcela	1.225.552,22	Salario establecido por el Ministerio de Trabajo para un trabajador especializado Dedicación 5% del tiempo
Cargas Sociales adm	524.781,46	CCSS 14%, Aguinaldo 8,33%, cesantía 7,33%, Pensión complem oblig 1%, vacaciones 4,17%, Otras cargas 7,99%
<b>TOTAL</b>	<b>1.750.334,11</b>	

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

### E. Costos de Producción

Los costos de producción en este escenario lo constituyen los costos del proyecto en las actividades propiamente agrícola y pecuaria, como el mantenimiento y producción del ganado de leche, tanto para la obtención de leche y queso.

Los costos en actividades agropecuarias, considerados son los que se incurren para la producción de vainica, lechuga, culantro y de pasto de corta King Grass utilizado en la alimentación de los animales.

En el siguiente cuadro, se muestran los datos de costos de producción de los productores, proyectándose a cinco años.

Cuadro 4.17. Costos de producción escenario con proyecto, primeros 5 años de evaluación. 2013.

<b>EGRESOS</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Pasto corta</b>					
Labores	1.039.808,00	1.133.806,64	1.236.302,76	1.348.064,53	1.469.929,57
Materiales	1.356.678,40	1.479.322,13	1.613.052,85	1.758.872,83	1.917.874,93
Otros	0,00		0,00	0,00	0,00
<b>Ganado</b>					
Labores	2.449.920,00	2.671.392,77	2.912.886,67	3.176.211,63	3.463.341,16
Materiales	18.439.132,80	20.106.030,41	21.923.615,55	23.905.510,40	26.066.568,54
Otros	1.918.400,00	2.091.823,36	2.280.924,19	2.487.119,74	2.711.955,36
<b>Queso</b>					
Labores	3.096.556,44	3.376.485,14	3.681.719,40	4.014.546,83	4.377.461,86
Materiales	2.433.008,63	2.652.952,61	2.892.779,53	3.154.286,79	3.439.434,32
Otros	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Lechuga</b>					
Labores	35.615.250,00	38.834.868,60	42.345.540,72	46.173.577,60	50.347.669,02
Materiales	38.643.984,67	42.137.400,88	45.946.621,92	50.100.196,54	54.629.254,31
Otros	600.000,00	654.240,00	713.383,30	777.873,15	848.192,88
<b>Vainica</b>		0,00			
Labores	3.840.000,00	4.187.136,00	4.565.653,09	4.978.388,13	5.428.434,42

Materiales	3.213.220,00	3.503.695,09	3.820.429,12	4.165.795,92	4.542.383,87
Otros	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Culantro</b>					
Labores	13.199.714,29	14.392.968,46	15.694.092,81	17.112.838,80	18.659.839,42
Materiales	6.139.238,67	6.694.225,84	7.299.383,86	7.959.248,16	8.678.764,19
Otros	480.000,00	523.392,00	570.706,64	622.298,52	678.554,30
<b>TOTAL EGRESOS CON PROY</b>	<b>132.464.911,89</b>	<b>144.439.739,92</b>	<b>157.497.092,41</b>	<b>171.734.829,56</b>	<b>187.259.658,16</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## F. Otros Costos

Dentro del rubro de otros costos, se incluye el costo por el canon que debe pagar la SUA, por el uso del agua de riego del proyecto.

Cuadro 4.18. Otros costos. Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013.

### SERVICIO NACIONAL DE AGUAS SUBTERRANEAS, RIEGO Y AVENAMIENTO

<b>NOMBRE DEL PROYECTO</b>	:	<b>Río Guayabo</b>
<b>CONCESION EN LITROS</b>	:	<b>12,00</b>
<b>Horas riego/día</b>	:	<b>24,00</b>
<b>Meses de asignación</b>	:	<b>12,00</b>

<b>RANGO DE LITROS POR SEGUNDO</b>	<b>RIEGO (¢)/m3</b>	<b>TOTAL (¢/litro)</b>
	1,29	481,489.92
<b>TOTAL</b>		<b>481,489.92</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## 4.15.8.3 INGRESOS

### A. Supuestos Técnicos Productivos

- Se evalúan 12.04 ha, 7.04 ha de pasto de corta, 1.5 ha de lechuga, 1 ha de culantro y 2.5 ha de vainica.
- Se evalúa 2 UA/ha para la zona de pasto de corta.
- El precio de venta del queso es de ₡ 2.000/kg y su rendimiento es de 6 litros/kg de queso.
- Los rendimientos utilizados se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro.4.17. Rendimientos Supuestos utilizados.

<b>Actividad</b>	<b>Rendimiento/ha utilizado</b>
Leche	14 litros/animal/día
Queso	1 kg queso/6 litros de leche
Vainica	12.000 kg
Lechuga	11.666/semana
Culantro	12.500 rollos/mes

Fuente: SENARA.2013

## **B. Ingresos Estimados**

En el escenario propuesto, se utilizan los mismos cultivos, sin embargo estos ya no se van a producir solo en época lluviosa sino que serán cultivados durante todo el año.

Los ingresos en este análisis son el resultado de la venta de queso a lugares y vecinos cercano del proyecto, y la venta de los productos agropecuarios a ferias del agricultor. El siguiente cuadro muestra 5 años de evaluación de ingresos.

Cuadro 4.18. Ingresos actuales de los beneficiarios del proyecto de riego Río Guayabo. 2013.

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Ingresos</b>					
Venta de queso	23.982.933	25.182.080	26.441.184	27.763.243	29.151.405
Venta de lechuga	142.940.000	150.087.000	157.591.350	165.470.918	173.744.463
Venta de vainica	23.088.000	24.242.400	25.454.520	26.727.246	28.063.608
Venta de culantro	5.900.000	6.195.000	6.504.750	6.829.988	7.171.487
<b>Totales</b>	<b>195.910.933</b>	<b>205.706.480</b>	<b>215.991.804</b>	<b>226.791.394</b>	<b>238.130.964</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## **4.15.9 FINANCIAMIENTO**

### **A. Necesidades de Capital**

Para el proyecto de riego de Río Guayabo y para el escenario propuesto las necesidades de capital se estima la inversión en 72.163.765,25 más el valor en capital de trabajo del primer año (para este proyecto se estima en la suma de los costos y gastos del primer año de puesta en marcha del proyecto) el cual es de 154.384.558,05 para un total de 226.548.323,30 de inversión inicial.

## B. Fuentes de Financiamiento

El capital requerido para iniciar el Proyecto de Riego Río Guayabo será financiado el 100% con recursos del Instituto de Desarrollo Rural, INDER.

## C. Condiciones del Préstamo

En la siguiente tabla, se indican las variables financieras que se evalúan para el financiamiento del proyecto en estudio:

Cuadro 4.19 Ingresos actuales de los beneficiarios del proyecto de riego Río Guayabo. 2013.

VARIABLES	VALOR	UNIDAD
Tasa de inflación	9,04%	
Número de productores SUA	28	
Numero de ha evaluadas	12.04	Ha
Tasa de descuento	6,55%	
Plazo de financiamiento	10	años
Periodo de gracia	0	años
Depreciación	Línea recta	
<b>Años a evaluar</b>	<b>10</b>	<b>años</b>

Fuente: SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

## D. Amortización de la Deuda

El monto reembolsable del Proyecto de Riego Río Guayabo, se reintegrará de conformidad con el detalle que se presenta en el cuadro 6.14, donde el principal a pagar total es de ¢ 72.163.765,25, con una cuota anual promedio de ¢ 10.061,819 para un total financiado de ¢ 100.618,194 en un escenario de evaluación de 10 años sin ningún período de gracia.

Cuadro 4.20 Amortización del préstamo, Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013.

	<b>72.163.765,25</b>				
<b>Tasa de interés anual</b>	<b>6,55%</b>				
<b>Período de gracia (cuotas)</b>	<b>-</b>				
<b>Período de pago (cuotas)</b>	<b>10</b>				
<b>Meses de cada cuota</b>	<b>12</b>				
<b>CUOTA NUMERO</b>	<b>PRINCIPAL</b>	<b>CUOTA ANUAL</b>	<b>INTERESES</b>	<b>AMORTIZACION</b>	<b>SALDO</b>
1	72.163.765	10.061.819	4.726.727	5.335.093	66.828.672
2	66.828.672	10.061.819	4.377.278	5.684.541	61.144.131
3	61.144.131	10.061.819	4.004.941	6.056.879	55.087.252
4	55.087.252	10.061.819	3.608.215	6.453.604	48.633.648
5	48.633.648	10.061.819	3.185.504	6.876.316	41.757.332
6	41.757.332	10.061.819	2.735.105	7.326.714	34.430.618
7	34.430.618	10.061.819	2.255.205	7.806.614	26.624.004
8	26.624.004	10.061.819	1.743.872	8.317.947	18.306.057
9	18.306.057	10.061.819	1.199.047	8.862.773	9.443.284
10	9.443.284	10.061.819	618.535	9.443.284	0
	<b>TOTAL</b>	<b>100.618.194</b>	<b>28.454.429</b>	<b>72.163.765</b>	

\*.La Tasa Básica Pasiva al 31/10/13 es de 6,55 %, BCCR.

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.

#### 4.15.10 ANÁLISIS DE RENTABILIDAD EN SITUACIÓN CON PROYECTO

Una vez terminado el análisis anterior y con la información técnica de los cultivos y actividades agroeconómicas con que se consideró el escenario propuesto, se analizan los ingresos y egresos de los productores valorando la implementación del riego y distribuyendo mejor las actividades en las 12.04 hectáreas evaluadas, a continuación se muestran los resultados de la evaluación financiera:

Cuadro 4.21 Resultados del flujo de caja del Escenario Propuesto Proyecto de Riego Río Guayabo. 2013.

<b>VAN</b>	<b>ø85,815,630.68</b>
<b>TIR</b>	<b>18%</b>
<b>B/C</b>	<b>1,06</b>

**Fuente:** SENARA. Proyecto de Riego Río Guayabo. INDEP. PROGIRH. 2013.



El cuadro anterior muestra que se da un incremento en la ganancia con un VAN de  $\text{€}85,815,630.68$  representando la viabilidad del proyecto, ya que se recupera la inversión realizada incluyendo su mantenimiento.

Los flujos de caja proyectados a 10 años con la situación actual y los flujos de caja proyectados a 10 años después de implementado el proyecto se muestran en detalle en los cuadros 7.20 y 7.21 respectivamente del apartado Anexos.

## **5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1 CONCLUSIONES

El diseño de la tubería de conducción y distribución presenta diámetros que van desde los 150 mm hasta los 38 mm, permitiendo llevar los 12 l/s establecidos por la concesión y distribuirlos a cada una de las tomas parcelarias.

Las diferencias de carga entre el punto de captación en la quebrada Danta y las tomas parcelarias permiten la implementación del sistema de riego por microaspersión.

Cuando se presenta exceso de carga en una toma parcelaria se hace necesario que ésta posea reductor de presión y así regular la carga adecuada para el sistema de riego por microaspersión.

No se presentan problemas de golpe de ariete en ningún tramo de la conducción debido a la capacidad de los diferentes SDR con los que se diseñó.

La utilización de los software computacionales, en este caso “Tubos” facilita en gran medida el diseño, puesto que ahorra tiempo en cálculos y procedimientos, ya que estos son automáticos y permiten su variación a gusto del usuario; según sea el caso que quiera analizar.

El diseño del módulo agronómico se hace ideal y para un área determinada con el propósito de adecuarlo de la mejor manera a las variables limitantes como lo es el caudal disponible y el número de productores.

Se diseña un sistema de riego por microaspersión ideal, para terreno sin pendiente, se coloca un regulador de presión a la entrada del lateral, esto con el propósito de asegurar que la presión a la entrada permita el funcionamiento adecuado del sistema.

La ubicación del tanque rompecarga tiene una influencia directa en las cédulas de la tubería, y por lo tanto en los costos.

Las válvulas de aire son dispositivos indispensables para el buen funcionamiento y seguridad del sistema.

Como no se tienen problemas con el golpe de ariete las válvulas de alivio no son necesarias.

El caudal que ingresa a la tubería en la obra de captación no es constante, varía en función de la época del año, por lo cual se debe dotar a la estructura desarenadora de un vertedor de excedencia que saque el exceso fuera del sistema.

El diseño agronómico está dado para 4300 m<sup>2</sup> y un caudal de 0,84 lps, compuesto por 7 módulos de riego, con espaciamientos entre microaspersores de 5 x 5m. Los emisores presentan una intensidad de aplicación menor a la infiltración base por lo que no se presenta escorrentía.

El diseño del sistema de riego por microaspersión que se propuso, es de fácil entendimiento para el productor y de operación sencilla, lo que genera que se opere el sistema eficientemente de acuerdo a lo establecido

El tener 7 módulos de riego por microaspersión vuelve el diseño flexible y adaptable a las necesidades de cada productor puesto que algunos de ellos cuentan con una gran variedad de cultivos.

El costo total del Proyecto de riego es de ¢ 72.163.765,25 (setenta y dos millones ciento sesenta y tres mil setecientos sesenta y cinco colones con 47/100) , el costo por hectárea es de ¢ 5.993.668,21 (seis millones trescientos cincuenta y dos mil ochocientos sesenta y dos colones con 21/100) y el valor global del proyecto es de US\$ 142.374,16, tomando en cuenta que el tipo de cambio al 11 de Octubre del 2013 es de ¢ 506.86 por dólar estadounidense.

Sin el proyecto de riego se tiene el Valor Actual Neto (VAN) del escenario final de los productores (con proyecto) es de ¢24.681.587,70, la Tasa Interna de Retorno resulta del 13% con una relación Beneficio/Costo de 1,03.

El proyecto de Riego es rentable desde la perspectiva financiera, el Valor Actual Neto (VAN) del escenario final de los productores (con proyecto) es de ¢85,815,630.68, la Tasa Interna de Retorno resulta del 18% con una relación Beneficio/Costo de 1,06.

La inversión del proyecto se recupera en décimo año, esto si se considera una reinversión total del proyecto al sexto año.

Actualmente la actividad que generan los parceleros es rentable en el sentido de que recuperan la inversión, sin embargo el margen de ganancia es muy pequeño, una vez que el proyecto entra en funcionamiento este margen incrementa lo que se traduce en mejoras en la calidad de vida de los productores.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

### **5.2.1 OPERACIÓN DEL SISTEMA**

Cuando se llenen las tuberías por primera vez, el llenado de las mismas debe hacerse en forma lenta utilizando como máximo un 20% del caudal total para evitar problemas de bolsas de aire en las tuberías.

Se hace necesario instruir a los agricultores en cuanto al manejo y operación del sistema, para que tengan conocimiento de cómo funciona el proyecto y que no incurran en errores que lo puedan dañar o bien que se utilice de forma diferente al recomendado y que esto le genere problemas a otros beneficiarios, además se debe establecer un canal de comunicación con el fin de atender dudas que se generen cuando el sistema entre en funcionamiento.

Si bien es cierto que no se encuentran problemas por golpe de ariete en el sistema, es recomendable que las válvulas sean cerradas lentamente y con esto evitar cualquier daño a los componentes del sistema.

Después del llenado se recomienda realizar una inspección a lo largo de la trayectoria en busca de fugas o daños en las válvulas.

### **5.2.2 CONDICIONES DE DISEÑO MÓDULO AGRONÓMICO**

Se realizó un diseño para una parcela de riego sin pendiente, por lo que en la medida de lo posible se debe considerar una adaptación de las parcelas en cuanto a condiciones topográficas o en su defecto considerar adecuar el sistema diseñado para el funcionamiento correcto, por ejemplo implementar micro aspersores auto compensados que aseguren la presión necesaria para su funcionamiento sin importar la pendiente, teniendo claro que el costo del proyecto aumentaría considerablemente.

### **5.2.3 DESARENADOR**

Para ubicar el desarenador se recomienda evitar zonas propensas a inundación o niveles inferiores a crecidas del río. Así mismo alejarse de taludes desde los que puedan caer piedras y otros materiales al desarenador.

Se debe proporcionar mantenimiento de forma que no se obture ni impida el flujo normal del agua en el sistema. Para ello habrá que limpiar con regularidad las arenas depositadas en el mismo (por otra parte esto hará que funcione correctamente clarificando el agua, ya que al depositarse sedimentos se reduce su volumen útil, impidiendo esto que sedimenten todas las partículas).

#### **5.2.4 TANQUES ROMPECARGA**

Para ubicar el tanque rompecarga se debe verificar que se cuente con el espacio necesario para la ubicación del mismo, además es recomendable realizar limpiezas con el fin de que este funcione adecuadamente. Además se deberá verificar que el lugar en que se ubique no sea susceptible a daños producidos por la naturaleza.

#### **5.2.5 TUBERÍAS**

Los tubos deberán estar siempre protegidos enterrándolos a una profundidad adecuada. En el caso de válvulas dentro de su caja de válvulas fácilmente accesible y con una tapa sólida; nunca situadas de tal forma que vehículos o animales puedan pasar sobre ellas. De esta forma quedan protegidos del impacto de piedras, efectos sísmicos, flotación y rotura en caso de inundaciones, etc.

Se debe prestar atención a la unión de los tubos. En este lugar es por donde más fácilmente se podría perder el agua (fugas), y además son los puntos por donde pueden ingresar partículas al sistema.

Es importante marcar por donde están enterrados los tubos, especialmente los cambios de dirección, ya que al poco tiempo de ser enterrados por efectos de la vegetación será difícil determinar por donde deben buscarse posibles fugas de agua. Estas marcas deben resistir el deterioro que genera la intemperie.

Al momento de la instalación de la tubería se recomienda aplicar una capa muy delgada en la campana del tubo y una capa gruesa en la espiga, esto con el fin de que el pegamento sobrante quede en la parte exterior del tubo y se pueda limpiar y así evitar que los excesos dañen el tubo.

## **5.2.6 MANTENIMIENTO DEL SISTEMA.**

Para efectos del mantenimiento se debe coordinar con la Sociedad de Usuarios la forma en se debe realizar y facilitar los conocimientos requeridos para este fin Se debe comprobar periódicamente la carga estática existente con la ayuda de las salidas, con el fin de corroborar que la conducción no está siendo afectada por bolsas de aire.

Se debe limpiar periódicamente la parrilla de la toma, el tanque desarenador y la rejilla de salida, de sedimentos y otras impurezas que entorpezcan la entrada de agua al sistema.

Revisar que las obras de protección de las válvulas estén en forma adecuada y que las tapas del tanque desarenador y demás obras metálicas no se herrumbren y pintarlas cuando lo requieran.

Revisar que las válvulas en general estén funcionando de acuerdo al diseño y que no se presenten fugas de agua.

El sistema de tuberías debe estar limpio cuando termine y cuando inicie la temporada de riego.

Respetar los módulos de riego planteados, pues fue en base a ellos que se realizó el diseño hidráulico de la tubería.

Se debe revisar la presión en las tomas con el fin de verificar que se tienen las condiciones necesarias para el buen funcionamiento del sistema de riego parcelario.

## **6 BIBLIOGRAFÍA**



- Amanco. (2012). *Manual Técnico de Tubosistemas*. San José, Costa Rica.
- Baraona, M., & Sancho, E. (s.f.). *CÍTRICOS FRUTICULTURA ESPECIAL*. San José: EUNED.
- Bogantes Arias, A., Mora Newcomer, E., Umaña Rojas, G., & Loría Quirós, C. (s.f.). *EEFB- UCR*. Recuperado el 29 de Julio de 2013, de GUIA PARA LA PRODUCCION DE LA PAPAYA EN COSTA RICA: <http://www.eefb.ucr.ac.cr/images/Publicidad/Guia%20para%20la%20produccion%20de%20papaya%20en%20Costa%20Rica.pdf>
- Cantarero, M., & Luque, S. (s.f.). *DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO HÍDRICO DEL SUELO*. Recuperado el 05 de Setiembre de 2013, de [http://agro.unc.edu.ar/~ceryol/documentos/ecofisiologia/GUIA\\_AGUA.pdf](http://agro.unc.edu.ar/~ceryol/documentos/ecofisiologia/GUIA_AGUA.pdf)
- Castillo, J. (s.f.). *ATCITRUS*. Recuperado el 24 de Julio de 2013, de ATCITRUS: [http://www.atcitrus.com/manual\\_citrus.htm](http://www.atcitrus.com/manual_citrus.htm)
- Crosara, A. (2013). *Edafología Fcien*. Recuperado el 2 de Setiembre de 2013, de <http://edafologia.fcien.edu.uy/archivos/Practico%203.pdf>
- De la Peña, I. (1987). *Manual del uso y manejo del agua de riego*. Sonora, México: Patronato para la producción y extensión agrícola y ganadera.
- DOROT. (s.f.). *Catálogo Válvulas Automáticas de Control Serie 100*. Buenos Aires: DOROT.
- FAO. (2006). *Evapotranspiración del Cultivo*. Roma: FAO.
- Food and Agriculture Organization of the UN. (Mayo de 1990). *FAO*. Recuperado el 04 de Setiembre de 2013, de <ftp://ftp.fao.org/agl/aglw/docs/idp56s.pdf>
- García, J. (2005). *Diseño Hidráulico de Estructuras*. Recuperado el 9 de Setiembre de 2013, de <http://www.tecnaingenieros.com/ingenioacademico/images/pdf/capitulo%20VI.pdf>
- Greene. (1992). *Válvulas: Selección, uso y mantenimiento*. México: McGraw-Hil.
- Gurovich, L. A. (1985). *Fundamentos y diseño de sistemas de riego*. San José: Centro Interamericano de documentación en información agrícola CIDIA.
- Hernández, D. (1994). *Atlas Agropecuario de Costa Rica*. San José: EUNED.
- ICAFE. (2011). *Guía Técnica para el Cultivo del Café*. Barba, Heredia: ICAFE-CICAFE.
- Israelsen, & Hansen. (1985). *Principios y aplicaciones del Riego*. Nueva York: Jhon Wiley and Song.

- Meruane, C., & Garreaud, R. (2006). *Determinación de Humedad en la Atmósfera*. Santiago: Universidad de Chile.
- Ministerio de Agricultura y Ganadería. (1991). *Aspectos Técnicos sobre Cuarenta y Cinco Cultivos Agrícolas de Costa Rica*. San José: MAG.
- Ministerio de Agricultura y Ganadería. (s.f.). *Yuca*. San José: MAG.
- Organismo Internacional Regional de Sanidad Agropecuaria, O. (2002). *Manual Técnico Buenas Prácticas Agrícolas en Papaya*. Salvador: OIRSA/VIFINEX.
- Phillips, A., Vargas, V., & Chacón, J. (2004). *Manual de dotaciones agua para calcular las necesidades de las solicitudes de aprovechamiento de aguas*. San José: La Gaceta N°98.
- Pizarro, F. (1995). *Riegos Localizados de Alta Frecuencia*. Ediciones Multiprensa.
- Rodrigo, J., Hernández, J., Pérez, A., & González, J. (1992). *Riego localizado*. Madrid: Ediciones Mundi- Prensa.
- Rojas, R. (1995). *Manual de riego por aspersión*. Mérida: CIDIAT.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías*. Bogotá: Alfaomega.
- Universidad Estatal Península de Santa Elena. (2013). *UPSE*. Recuperado el 04 de Setiembre de 2013, de [iepse.cti.espol.edu.ec/Modulo/docs/material/precipitaciones.pdf](http://iepse.cti.espol.edu.ec/Modulo/docs/material/precipitaciones.pdf)
- USDA. (2006). *“Keys to Soil Taxonomy”*. Recuperado el 2 de Setiembre de 2013, de Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de America: [http://soils.usda.gov/technical/classification/tax\\_keys/](http://soils.usda.gov/technical/classification/tax_keys/)
- Valverde, J. C. (2007). *Riego y drenaje*. San José: EUNED.
- Vélez, M. (2002). *Universidad Nacional de Colombia, Unidad de Hidráulica*. Recuperado el 25 de Julio de 2013, de <http://poseidon.unalmed.edu.co/materias/hidrologia.html>
- Villalobos, M. (2008). *Fundamentos de Riego*. Cartago: Centro de Desarrollo de Material Bibliográfico.
- Villón, M. (2010). *Diseño de Estructuras Hidráulicas*. Cartago: Ediciones Centro de Desarrollo de Material Bibliográfico.
- Whitehouse, W. (1993). *The valve and actuator user's manual*. Londres: Mechanical Engeneering Publications Limited.

## **7 ANEXOS**

Cuadro 7.1 Valores de Factor de Cultivo (Kc) según FAO

Cultivo	$K_{c\text{ in}^1}$	$K_{c\text{ med}}$	$K_{c\text{ fin}}$	Altura Máx. Cultivo (h) (m)
<b>a. Hortalizas Pequeñas</b>	<b>0,7</b>	<b>1,05</b>	<b>0,95</b>	
Brécol (Brócoli)		1,05	0,95	0,3
Col de Bruselas		1,05	0,95	0,4
Repollo		1,05	0,95	0,4
Zanahoria		1,05	0,95	0,3
Coliflor		1,05	0,95	0,4
Apio (Céleri)		1,05	1,00	0,6
Ajo		1,00	0,70	0,3
Lechuga		1,00	0,95	0,3
Cebolla – seca		1,05	0,75	0,4
– verde		1,00	1,00	0,3
– semilla		1,05	0,80	0,5
Espinaca		1,00	0,95	0,3
Rábano		0,90	0,85	0,3
<b>b. Hortalizas– Familia de la Solanáceas</b>	<b>0,6</b>	<b>1,15</b>	<b>0,80</b>	
Berenjena		1,05	0,90	0,8
Pimiento Dulce (campana)		1,05 <sup>2</sup>	0,90	0,7
Tomate		1,15 <sup>2</sup>	0,70–0,90	0,6
<b>c. Hortalizas– Familia de las Cucurbitáceas</b>	<b>0,5</b>	<b>1,00</b>	<b>0,80</b>	
Melón	0,5	0,85	0,60	0,3
Pepino – Cosechado Fresco	0,6	1,00 <sup>2</sup>	0,75	0,3
– Cosechado a Máquina	0,5	1,00	0,90	0,3
Calabaza de Invierno		1,00	0,80	0,4
Calabacín (zucchini)		0,95	0,75	0,3
Melón dulce		1,05	0,75	0,4
Sandía	0,4	1,00	0,75	0,4
<b>d. Raíces y Tubérculos</b>	<b>0,5</b>	<b>1,10</b>	<b>0,95</b>	
Remolacha, mesa		1,05	0,95	0,4
Yuca o Mandioca – año 1	0,3	0,80 <sup>3</sup>	0,30	1,0
– año 2	0,3	1,10	0,50	1,5
Chirivía	0,5	1,05	0,95	0,4
Patata o Papa		1,15	0,75 <sup>4</sup>	0,6
Camote o Batata		1,15	0,65	0,4
Nabos (Rutabaga)		1,10	0,95	0,6
Remolacha Azucarera	0,35	1,20	0,70 <sup>5</sup>	0,5

Cuadro 7.7.2 Balance Hídrico por el método de Penman-Monteith

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
<b>Días</b>	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00
<b>Precipitación</b>	177.10	142.10	86.40	125.60	237.40	281.00	280.10	261.80	249.60	257.80	273.70	306.60
<b>Precipitación Diaria</b>	3.76	3.17	1.42	2.52	5.32	6.66	6.42	5.95	5.82	5.85	6.47	7.11
<b>Precipitación efectiva</b>	116.68	88.68	44.12	75.48	164.92	199.80	199.08	184.44	174.68	181.24	193.96	220.28
<b>Temperatura máxima</b>	27.00	27.80	28.40	28.30	29.00	30.00	28.50	28.70	30.70	29.50	27.80	28.20
<b>Temperatura mínima</b>	17.40	16.30	17.10	16.90	19.30	19.30	19.20	19.00	18.70	18.50	18.20	17.30
<b>Temperatura</b>	22.20	22.05	22.75	22.60	24.15	24.65	23.85	23.85	24.70	24.00	23.00	22.75
<b>Delta</b>	0.14	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14
<b>Presión</b>	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40	94.40
<b>Gama</b>	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
<b>Radiación solar</b>	15.70	17.20	19.20	19.00	18.20	16.50	15.40	16.80	17.90	17.30	14.90	14.10
<b>Rns</b>	11.78	12.90	14.40	14.25	13.65	12.38	11.55	12.60	13.43	12.98	11.18	10.58
<b>f(t)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>HR</b>	88.50	84.90	84.80	85.00	90.00	87.50	89.00	89.50	85.80	88.10	90.00	89.20
<b>esat</b>	2.24	2.22	2.30	2.28	2.48	2.55	2.44	2.44	2.56	2.46	2.33	2.30
<b>eact</b>	1.98	1.88	1.95	1.94	2.23	2.23	2.17	2.19	2.19	2.17	2.10	2.05
<b>f(ed)</b>	0.28	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.27	0.27	0.28	0.28	0.28
<b>N</b>	11.50	11.70	11.90	12.20	12.50	12.60	12.50	12.30	12.10	11.80	11.50	11.40
<b>n(Insolación)</b>	4.60	5.10	5.20	5.10	4.70	4.10	3.70	4.20	4.50	4.70	4.30	4.10
<b>f(n/N)</b>	0.70	0.72	0.72	0.71	0.69	0.66	0.65	0.67	0.69	0.70	0.69	0.68
<b>Rnl</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Rn</b>	11.77	12.90	14.40	14.25	13.65	12.37	11.55	12.60	13.42	12.97	11.17	10.57
<b>G</b>	0.67	0.81	0.79	0.80	0.68	0.75	0.65	0.68	0.84	0.77	0.67	0.76
<b>U2(velocidad del viento)</b>	0.85	0.95	1.05	0.88	0.82	0.74	0.72	0.72	0.74	0.75	0.72	0.72
<b>Eto diario</b>	3.03	3.34	3.76	3.72	3.61	3.32	3.07	3.33	3.61	3.43	2.90	2.72
<b>Eto mensual</b>	94.03	93.39	116.57	111.51	111.81	99.68	95.04	103.24	108.30	106.41	87.14	84.43
<b>Déficit mensual</b>	22.65	-4.71	-72.45	-36.03	53.11	100.12	104.04	81.20	66.38	74.83	106.82	135.85
<b>Déficit Diario</b>	0.73	-0.17	-2.34	-1.20	1.71	3.34	3.36	2.62	2.21	2.41	3.56	4.38

Cuadro 7.3 Balance Hídrico por el método del MINAET

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
<b>Días</b>	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00
<b>Precipitación</b>	177.10	142.10	86.40	125.60	237.40	281.00	280.10	261.80	249.60	257.80	273.70	306.60
<b>Precipitación Diaria</b>	3.76	3.17	1.42	2.52	5.32	6.66	6.42	5.95	5.82	5.85	6.47	7.11
<b>Precipitación efectiva</b>	116.68	88.68	44.12	75.48	164.92	199.80	199.08	184.44	174.68	181.24	193.96	220.28
<b>Eto Diaria</b>	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30
<b>Eto Mensual</b>	164.33	148.42	164.33	159.03	164.33	159.03	164.33	164.33	159.03	164.33	159.03	164.33
<b>Deficid Diario</b>	-1.54	-2.13	-3.88	-2.78	0.02	1.36	1.12	0.65	0.52	0.55	1.16	1.80
<b>Deficid Mensual</b>	-47.65	-59.74	-120.21	-83.55	0.59	40.77	34.75	20.11	15.65	16.91	34.93	55.95

Cuadro 7.4. Balance Hídrico por el método de Hargraves

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
<b>Días</b>	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00
<b>Precipitación</b>	177.10	142.10	86.40	125.60	237.40	281.00	280.10	261.80	249.60	257.80	273.70	306.60
<b>Precipitación Diaria</b>	3.76	3.17	1.42	2.52	5.32	6.66	6.42	5.95	5.82	5.85	6.47	7.11
<b>Precipitación efectiva</b>	116.68	88.68	44.12	75.48	164.92	199.80	199.08	184.44	174.68	181.24	193.96	220.28
<b>Temperatura máxima</b>	27.00	27.80	28.40	28.30	29.00	30.00	28.50	28.70	30.70	29.50	27.80	28.20
<b>Temperatura mínima</b>	17.40	16.30	17.10	16.90	19.30	19.30	19.20	19.00	18.70	18.50	18.20	17.30
<b>Temperatura media</b>	21.00	21.20	21.50	21.60	22.40	23.10	22.40	22.20	23.00	22.40	21.80	21.50
<b>Ra</b>	13.20	14.20	15.30	15.70	15.30	15.30	15.30	15.50	15.30	14.70	13.60	12.90
<b>Eto Diario</b>	3.65	4.32	4.65	4.80	4.41	4.71	4.31	4.44	4.97	4.51	3.84	3.85
<b>Eto Mensual</b>	113.14	120.94	144.12	144.11	136.58	141.24	133.74	137.68	149.21	139.74	115.14	119.34
<b>Deficid diario</b>	0.11	-1.15	-3.23	-2.29	0.91	1.95	2.11	1.51	0.85	1.34	2.63	3.26
<b>Deficid Mensual</b>	3.54	-32.26	-100.00	-68.63	28.34	58.56	65.34	46.76	25.47	41.50	78.82	100.94

Cuadro 7.5 Balance Hídrico por el método de Thornthwite

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media mensual (°T)	20.5	20.8	21.5	22.1	22.6	22.5	22.1	22.2	22.4	22.2	21.7	20.9
Indice de calor (i)	8.47	8.66	9.10	9.49	9.81	9.75	9.49	9.55	9.68	9.55	9.23	8.72
ETP(30 días con 12 h sol)(mm)	71.91	74.53	80.88	86.56	91.48	90.48	86.56	87.53	89.49	87.53	82.75	75.42
Factor corrección	0.98	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
ETP corregida	70.47	67.83	83.31	89.16	98.80	95.91	93.49	93.66	91.28	89.28	81.09	74.67
Precipitación (mm)	116.68	88.68	44.12	75.48	164.92	199.8	199.08	184.44	174.68	181.24	193.96	220.28
Variación de las reservas de la humedad del suelo(mm)	0	0	0	0	66.12	33.88	0	0	0	0	0	0
Reserva de agua disponible(mm)	100	100	0	0	66.12	100	100	100	100	100	100	100
ET efectiva (mm)	70.47	67.83	44.12	75.48	98.80	95.91	93.49	93.66	91.28	89.28	81.09	74.67
Déficit o sequía	-	-	39.19	13.68	-	-	-	-	-	-	-	-
Excedente (mm)	46.21	20.85	-	-	-	70.01	105.59	90.78	83.40	91.96	112.87	145.61
1/2 Excedente (mm)	23.10	10.43	-	-	-	35.01	52.80	45.39	41.70	45.98	56.43	72.81
Escorrentía del mes anterior (mm)	59.11	11.55	5.21	2.61	1.30		17.50	26.40	22.69	20.85	22.99	28.22
Escorrentía total (mm)	82.21	21.98	5.21	2.61	1.30	35.01	70.30	71.79	64.39	66.83	79.42	101.02

Cuadro 7.6 Prueba de Infiltración en parcela 17

N° Medida	Tiempo h:min	Lectura (cm)	t instantáneo (min)	t instantáneo (h)	t acumulado (min)	t acumulado (h)	Lámina infiltrada instan. (cm)	Velocidad Infiltración instan. (cm/h)	Lámina Infiltrada acumulada (cm)	Velocidad infiltración acumulada (cm/h)
		09:00	5.00	0.00						
1	09:01	5.00	1.00	0.02	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	09:02	5.00	1.00	0.02	2.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3	09:03	5.10	1.00	0.02	3.00	0.03	0.10	6.00	0.10	3.00
4	09:04	5.10	1.00	0.02	4.00	0.05	0.00	0.00	0.10	2.00
5	09:05	5.10	1.00	0.02	5.00	0.07	0.00	0.00	0.10	1.50
6	09:10	5.10	5.00	0.08	10.00	0.15	0.00	0.00	0.10	0.67
7	09:20	5.10	10.00	0.17	20.00	0.32	0.00	0.00	0.10	0.32
8	09:30	5.15	10.00	0.17	30.00	0.48	0.05	0.30	0.15	0.31
9	09:45	5.15	15.00	0.25	45.00	0.73	0.00	0.00	0.15	0.20
10	10:00	5.15	15.00	0.25	60.00	0.98	0.00	0.00	0.15	0.15
11	10:20	5.15	20.00	0.33	80.00	1.32	0.00	0.00	0.15	0.11
12	10:40	5.15	20.00	0.33	100.00	1.65	0.00	0.00	0.15	0.09
13	11:00	5.15	20.00	0.33	120.00	1.98	0.00	0.00	0.15	0.08
Sumatorias para utilizarlas en las fórmulas y poder estimar el modelo matemático propuesto por Kostiakov										

Cuadro 7.7 Prueba de Infiltración en parcela 1

N° Medida	Tiempo h:min	Lectura (cm)	t instantáneo (min)	t instantáneo (h)	t acumulado (min)	t acumulado (h)	Lámina infiltrada instan. (cm)	Velocidad Infiltración instan. (cm/h)	Lámina Infiltrada acumulada (cm)	Velocidad infiltración acumulada (cm/h)
		09:46	5.00	0.00						
1	09:47	5.10	1.00	0.02	1.00	0.02	0.10	6.00	0.10	6.00
2	09:48	5.10	1.00	0.02	2.00	0.03	0.00	0.00	0.10	3.00
3	09:49	5.10	1.00	0.02	3.00	0.05	0.00	0.00	0.10	2.00
4	09:50	5.10	1.00	0.02	4.00	0.07	0.00	0.00	0.10	1.50
5	09:51	5.10	1.00	0.02	5.00	0.08	0.00	0.00	0.10	1.20
6	09:56	5.10	5.00	0.08	10.00	0.17	0.00	0.00	0.10	0.60
7	10:01	5.20	5.00	0.08	15.00	0.25	0.10	1.20	0.20	0.80
8	10:06	5.20	5.00	0.08	20.00	0.33	0.00	0.00	0.20	0.60
9	10:16	5.30	10.00	0.17	30.00	0.50	0.10	0.60	0.30	0.60
10	10:26	5.30	10.00	0.17	40.00	0.67	0.00	0.00	0.30	0.45
11	10:46	5.40	20.00	0.33	60.00	1.00	0.10	0.30	0.40	0.40
Sumatorias para utilizarlas en las fórmulas y poder estimar el modelo matemático propuesto por Kostiakov										



Cuadro 7.8. Diseño de tubería de conducción principal

<i>Punto</i>	<i>Lat</i>	<i>Long</i>	<i>Elev.</i>	<i>L</i>	<i>Est</i>	<i>Caudal</i>	<i>D</i>	<i>V</i>	<i>H</i>	<i>NP</i>	<i>CD</i>	<i>Cest</i>	<i>Ced</i>	<i>Observaciones</i>	<i>Distancia Horizontal</i>	<i>Tomas de Parcela</i>
S1.6	4997.804	4996.851	499.553	0.0	0.0	12	160	0.6	0.0	500.6	1.0	1.0	SDR - 41		0.0	
4N	4994.015	5000.133	499.353	5.0	5.0	12	160	0.6	0.0	500.5	1.2	1.2	SDR - 41		5.0	
5N	4994.356	5007.179	499.434	7.1	12.1	12	160	0.6	0.0	500.5	1.1	1.1	SDR - 41		12.1	
6N	4991.082	5013.141	499.279	6.8	18.9	12	160	0.6	0.0	500.5	1.2	1.3	SDR - 41		18.9	
8N	4987.064	5017.854	498.98	6.2	25.1	12	160	0.6	0.0	500.5	1.5	1.6	SDR - 41		25.1	
9N	4983.374	5022.257	499.425	5.8	30.8	12	160	0.6	0.0	500.5	1.1	1.1	SDR - 41		30.8	
10N	4982.167	5023.927	498.648	2.2	33.0	12	160	0.6	0.0	500.5	1.8	1.9	SDR - 41		32.9	
11N	4974.6	5034.466	498.501	13.0	46.0	12	160	0.6	0.0	500.5	2.0	2.1	SDR - 41		45.8	
12N	4968.936	5041.289	497.919	8.9	54.9	12	160	0.6	0.0	500.4	2.5	2.6	SDR - 41		54.7	
14N	4954.064	5051.195	496.395	17.9	72.8	12	160	0.6	0.0	500.4	4.0	4.2	SDR - 41		72.6	
15N	4948.302	5053.988	495.749	6.4	79.3	12	160	0.6	0.0	500.4	4.6	4.8	SDR - 41		79.0	
16N	4944.243	5055.785	497.473	4.8	84.0	12	160	0.6	0.0	500.4	2.9	3.1	SDR - 41		83.4	
17N	4932.913	5061.065	497.101	12.5	96.5	12	160	0.6	0.0	500.4	3.3	3.5	SDR - 41		95.9	
18N	4920.213	5064.897	494.902	13.4	110.0	12	160	0.6	0.0	500.3	5.4	5.7	SDR - 41		109.2	
19N	4911.838	5066.844	495.444	8.6	118.6	12	160	0.6	0.0	500.3	4.9	5.1	SDR - 41		117.8	
20N	4904.484	5075.694	495.419	11.5	130.1	12	160	0.6	0.0	500.3	4.9	5.1	SDR - 41		129.3	
21N	4894.555	5082.487	494.477	12.1	142.2	12	160	0.6	0.0	500.3	5.8	6.1	SDR - 41		141.3	
22N	4884.213	5090.957	496.462	13.5	155.7	12	160	0.6	0.0	500.2	3.8	4.1	SDR - 41	Aire	154.7	
25N	4880.189	5096.021	493.698	7.0	162.7	12	160	0.6	0.0	500.2	6.5	6.9	SDR - 41		161.2	
26N	4865.696	5103.299	493.196	16.2	178.9	12	160	0.6	0.0	500.2	7.0	7.4	SDR - 41		177.4	
27N	4860.866	5107.873	488.403	8.2	187.1	12	160	0.6	0.0	500.2	11.8	12.2	SDR - 41	Limpieza	184.0	
28N	4857.885	5110.821	490.267	4.6	191.7	12	160	0.6	0.0	500.2	9.9	10.3	SDR - 41		188.2	
29N	4848.743	5119.086	490.454	12.3	204.1	12	160	0.6	0.0	500.1	9.7	10.1	SDR - 41		200.5	
30N	4833.842	5134.727	490.226	21.6	225.7	12	160	0.6	0.0	500.1	9.9	10.3	SDR - 41		222.1	
31N	4830.999	5137.426	490.241	3.9	229.6	12	160	0.6	0.0	500.1	9.8	10.3	SDR - 41		226.1	
32N	4823.908	5162.592	491.065	26.2	255.7	12	160	0.6	0.1	500.0	9.0	9.5	SDR - 41		252.2	

Cuadro 7.9. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación)

33N	4820.992	5172.941	490.332	10.8	266.5	12	160	0.6	0.0	500.0	9.7	10.2	SDR - 41	Aire	263.0	
34N	4811.821	5182.948	487.504	13.9	280.4	12	160	0.6	0.0	500.0	12.5	13.0	SDR - 41		276.5	
35N	4799.452	5196.443	483.516	18.7	299.1	12	160	0.6	0.0	499.9	16.4	17.0	SDR - 41		294.8	
36N	4801.3	5198.11	482.904	2.6	301.7	12	160	0.6	0.0	499.9	17.0	17.6	SDR - 41		297.3	
37N	4805.898	5202.554	478.765	7.6	309.3	12	160	0.6	0.0	499.9	21.1	21.8	SDR - 41	Limpieza	303.7	
38N	4814.765	5206.158	479.281	9.6	318.9	12	160	0.6	0.0	499.9	20.6	21.3	SDR - 41		313.3	
39N	4820.566	5208.7	479.244	6.3	325.2	12	160	0.6	0.0	499.9	20.6	21.3	SDR - 41		319.6	
40N	4829.545	5212.853	479.169	9.9	335.1	12	160	0.6	0.0	499.9	20.7	21.4	SDR - 41		329.5	
41N	4833.875	5224.976	480.008	12.9	348.0	12	160	0.6	0.0	499.8	19.8	20.5	SDR - 41		342.4	
42N	4834.016	5226.261	479.393	1.4	349.4	12	160	0.6	0.0	499.8	20.4	21.2	SDR - 41		343.7	
43N	4825.099	5252.353	480.914	27.6	377.1	12	160	0.6	0.1	499.8	18.9	19.6	SDR - 41		371.3	
44N	4807.647	5293.189	482.682	44.4	421.5	12	160	0.6	0.1	499.7	17.0	17.9	SDR - 41		415.7	
45N	4806.728	5304.877	484.215	11.8	433.3	12	160	0.6	0.0	499.7	15.4	16.3	SDR - 41		427.4	
46LC	4806.263	5317.031	486.616	12.4	445.7	12	160	0.6	0.0	499.6	13.0	13.9	SDR - 41	Aire	439.6	
47N	4805.236	5322.368	486.586	5.4	451.2	12	160	0.6	0.0	499.6	13.0	14.0	SDR - 41		445.0	
T1	4799.787	5346.263	485.766	24.5	475.7	12	160	0.6	0.1	499.6	13.8	14.8	SDR - 41		469.5	T1
K2	4797.225	5359.532	484.757	13.6	489.2	12	109	1.3	0.2	499.4	14.6	15.8	SDR - 41		483.0	
48N	4795.907	5375.419	482.276	16.1	505.4	12	109	1.3	0.2	499.2	16.9	18.3	SDR - 41	.	499.0	
49N	4802.116	5380.044	481.393	7.8	513.2	12	109	1.3	0.1	499.1	17.7	19.2	SDR - 41		506.7	
50N	4816.739	5372.956	481.2	16.3	529.4	12	109	1.3	0.2	498.8	17.6	19.4	SDR - 41		523.0	
51N	4845.94	5361.039	481.091	31.5	561.0	12	109	1.3	0.4	498.4	17.3	19.5	SDR - 41		554.5	
52N	4874.826	5353.337	481.411	29.9	590.8	12	109	1.3	0.4	498.0	16.6	19.1	SDR - 41		584.4	T2
53N	4885.593	5351.178	481.486	11.0	601.8	11.2	109	1.2	0.1	497.9	16.4	19.1	SDR - 41		595.4	
54N	4894.939	5363.045	481.145	15.1	616.9	11.2	109	1.2	0.2	497.7	16.6	19.4	SDR - 41	Aire	610.5	
55N	4894.171	5385.787	478.957	22.9	639.8	11.2	109	1.2	0.3	497.4	18.5	21.6	SDR - 41		633.2	
56N	4891.231	5401.886	477.308	16.4	656.2	11.2	109	1.2	0.2	497.3	19.9	23.2	SDR - 41		649.6	
57N	4892.006	5408.422	476.19	6.7	662.9	11.2	109	1.2	0.1	497.2	21.0	24.4	SDR - 41		656.2	

Cuadro 7.10. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación)

58N	4898.459	5418.946	474.384	12.5	675.4	11.2	109	1.2	0.1	497.0	22.6	26.2	SDR - 41		668.5	
59N	4919.525	5442.184	470.759	31.6	707.0	11.2	109	1.2	0.4	496.7	25.9	29.8	SDR - 41		699.9	
60N	4930.645	5465.391	467.599	25.9	732.9	11.2	109	1.2	0.3	496.3	28.7	33.0	SDR - 41		725.6	
61N	4930.834	5479.617	464.962	14.5	747.4	11.2	109	1.2	0.2	496.2	31.2	35.6	SDR - 41		739.8	T3
62N	4933.196	5500.979	461.556	21.8	769.1	11.2	109	1.2	0.3	495.9	34.4	39.0	SDR - 41		761.3	
63N	4936.729	5514.57	460.472	14.1	783.2	11.2	109	1.2	0.2	495.8	35.3	40.1	SDR - 41		775.4	
64N	4925.722	5516.661	459.293	11.3	794.5	11.2	109	1.2	0.1	495.6	36.3	41.3	SDR - 41		786.6	
65N	4915.239	5506.995	457.392	14.4	808.9	11.2	109	1.2	0.2	495.4	38.1	43.2	SDR - 41		800.8	
66N	4907.636	5496.092	456.284	13.3	822.2	11.2	109	1.2	0.2	495.3	39.0	44.3	SDR - 41		814.1	
68N	4889.184	5470.592	454.141	31.5	853.8	11.2	109	1.2	0.4	494.9	40.8	46.4	SDR - 41		845.6	
69N	4880.12	5463.363	452.481	11.7	865.5	11.2	109	1.2	0.1	494.8	42.3	48.1	SDR - 41		857.2	
70N	4868.792	5462.534	450.595	11.5	877.0	11.2	109	1.2	0.1	494.6	44.0	50.0	SDR - 41		868.6	T4 y T5
71N	4843.452	5477.48	448.938	29.5	906.4	10.4	85	1.8	1.0	493.6	44.7	51.6	SDR - 41		898.0	
72N	4823.831	5482.467	446.414	20.4	926.8	10.4	85	1.8	0.7	492.9	46.5	54.1	SDR - 41		918.2	
73N	4814.909	5485.876	445.274	9.6	936.5	10.4	85	1.8	0.3	492.6	47.3	55.3	SDR - 41		927.8	
74N	4781.391	5515.793	441.803	45.1	981.5	10.4	85	1.8	1.6	491.0	49.2	58.8	SDR - 41		972.7	
75N	4777.99	5521.526	441.456	6.7	988.2	10.4	85	1.8	0.2	490.8	49.3	59.1	SDR - 41	Alivio	979.4	
76N	4764.46	5551.949	436.667	33.6	1021.8	10.4	85	1.8	1.2	489.6	53.0	63.9	SDR - 41	Aire	1012.7	T6
77N	4750.43	5581.488	432.258	33.0	1054.8	10.4	83	1.9	1.3	488.4	56.1	68.3	SDR - 32.5		1045.4	
78N	4745.055	5620.02	427.973	39.1	1094.0	10.4	83	1.9	1.5	486.8	58.9	72.6	SDR - 32.5		1084.3	
79N	4746.485	5638.213	426.204	18.3	1112.3	10.4	83	1.9	0.7	486.1	59.9	74.3	SDR - 32.5		1102.5	
80N	4755.279	5670.564	421.796	33.8	1146.1	10.4	82	2.0	1.4	484.7	62.9	78.8	SDR - 26		1136.0	
81N	4760.994	5678.71	420.563	10.0	1156.2	10.4	82	2.0	0.4	484.3	63.8	80.0	SDR - 26		1146.0	
120N	4784.073	5686.34	417.852	24.5	1180.6	10.4	82	2.0	1.0	483.3	65.5	82.7	SDR - 26		1170.3	
121N	4797.532	5694.668	417.499	15.8	1196.4	6.4	82	1.2	0.3	483.0	65.5	83.1	SDR - 26		1186.1	Ramal 1
119N	4785.595	5708.987	415.674	18.7	1215.2	6.4	67	1.8	0.8	482.2	66.5	84.9	SDR - 26		1204.8	T7
83N	4758.966	5741.292	415.81	41.9	1257.0	5.6	67	1.6	1.5	480.7	64.9	84.7	SDR - 26	Aire	1246.6	
84N	4741.538	5768.682	413.719	32.5	1289.6	5.6	67	1.6	1.1	479.6	65.9	86.8	SDR - 26		1279.1	Ramal 2

Cuadro 7.11. Diseño de tubería de conducción principal (Continuación)

85N	4730.181	5775.667	412.571	13.4	1303.0	4	67	1.1	0.3	479.4	66.8	88.0	SDR - 26		1292.4	
86N	4698.286	5774.934	410.992	31.9	1334.9	4	67	1.1	0.6	478.8	67.8	89.6	SDR - 26		1324.3	
87N	4683.266	5782.029	409.523	16.7	1351.6	4	67	1.1	0.3	478.4	68.9	91.0	SDR - 26		1341.0	
88N	4667.788	5800.135	407.79	23.9	1375.5	4	67	1.1	0.4	478.0	70.2	92.8	SDR - 26		1364.8	
89N	4650.855	5820.067	407.044	26.2	1401.6	4	67	1.1	0.5	477.5	70.5	93.5	SDR - 26		1390.9	T8
90N	4636.56	5839.065	404.47	23.9	1425.5	4	67	1.1	0.4	477.1	72.6	96.1	SDR - 26		1414.7	T9
91N	4624.418	5850.624	403.029	16.8	1442.4	3.2	67	0.9	0.2	476.8	73.8	97.5	SDR - 26		1431.5	
92N	4602.551	5882.694	399.93	38.9	1481.3	3.2	67	0.9	0.5	476.4	76.4	100.6	SDR - 26		1470.3	
93N	4583.563	5913.69	395.598	36.6	1517.9	3.2	53	1.5	1.4	474.9	79.3	105.0	SDR - 17		1506.6	
94N	4571.236	5933.731	393.246	23.6	1541.6	3.2	53	1.5	0.9	474.0	80.8	107.3	SDR - 17		1530.2	
95N	4560.73	5948.533	390.937	18.3	1559.9	3.2	53	1.5	0.7	473.3	82.4	109.6	SDR - 17		1548.3	Ramal 3
99N	4553.912	5951.963	390.404	7.7	1567.5	1.6	53	0.7	0.1	473.2	82.8	110.1	SDR - 17	Tanque	1555.9	
100N	4540.487	5967.975	388.767	21.0	1588.5	1.6	53	0.7	0.2	473.0	84.2	111.8	SDR - 17		1576.8	T10
101N	4523.232	5996.774	387.562	33.6	1622.1	1.6	53	0.7	0.4	472.6	85.1	113.0	SDR - 17	Aire	1610.4	T11
102N	4507.478	6035.685	381.029	42.5	1664.5	1.6	53	0.7	0.5	472.2	91.1	119.5	SDR - 17		1652.4	
103N	4499.667	6049.927	378.279	16.5	1681.0	1.6	53	0.7	0.2	472.0	93.7	122.3	SDR - 17		1668.6	
104N	4484.676	6082.918	376.82	36.3	1717.3	1.6	53	0.7	0.4	471.6	94.8	123.7	SDR - 17		1704.9	
105N	4479.993	6087.005	375.894	6.3	1723.6	1.6	53	0.7	0.1	471.5	95.6	124.7	SDR - 17		1711.1	
106N	4462.304	6104.301	372.008	25.0	1748.6	1.6	53	0.7	0.3	471.3	99.3	128.5	SDR - 17		1735.8	
107N	4457.236	6113.796	370.086	10.9	1759.5	1.6	53	0.7	0.1	471.2	101.1	130.5	SDR - 17		1746.6	
108N	4454.513	6137.246	367.243	23.8	1783.3	1.6	53	0.7	0.3	470.9	103.7	133.3	SDR - 17		1770.2	
109N	4458.762	6154.208	364.885	17.6	1801.0	1.6	53	0.7	0.2	470.7	105.8	135.7	SDR - 17		1787.7	
T1(110N)	4467.431	6177.496	360.032	25.3	1826.3	1.6	53	0.7	0.3	470.4	110.4	140.5	SDR - 17		1812.5	T12 y T13

**Cuadro 7.12** Diseño de tubería después del tanque quiebra gradientes

<i>Punto</i>	<i>Lat</i>	<i>Long</i>	<i>Elev.</i>	<i>L</i>	<i>Est</i>	<i>Caudal</i>	<i>D</i>	<i>V</i>	<i>H</i>	<i>NP</i>	<i>CD</i>	<i>Cest</i>	<i>Ced</i>	<i>Observaciones</i>	<i>Distancia</i>	<i>Tomas de</i>
															<i>Horizontal</i>	<i>Parcela</i>
	4553.912	5951.963	390.404	7.7	1567.0	1.6	57.38	0.6	0.1	391.4	1.0	1.0				
100N	4540.487	5967.975	388.767	21.0	1588.0	1.6	57.38	0.6	0.2	391.3	2.5	2.6	SDR - 41		1576.8	T10
101N	4523.232	5996.774	387.562	33.6	1621.6	1.6	57.38	0.6	0.2	391.0	3.4	3.8	SDR - 41	Aire	1610.4	T11
102N	4507.478	6035.685	381.029	42.5	1664.0	1.6	57.38	0.6	0.3	390.7	9.7	10.4	SDR - 41		1652.4	
103N	4499.667	6049.927	378.279	16.5	1680.5	1.6	57.38	0.6	0.1	390.6	12.3	13.1	SDR - 41		1668.6	
104N	4484.676	6082.918	376.82	36.3	1716.8	1.6	57.38	0.6	0.3	390.3	13.5	14.6	SDR - 41		1704.9	
105N	4479.993	6087.005	375.894	6.3	1723.1	1.6	57.38	0.6	0.0	390.3	14.4	15.5	SDR - 41		1711.1	
106N	4462.304	6104.301	372.008	25.0	1748.1	1.6	57.38	0.6	0.2	390.1	18.1	19.4	SDR - 41		1735.8	
107N	4457.236	6113.796	370.086	10.9	1759.0	1.6	57.38	0.6	0.1	390.0	19.9	21.3	SDR - 41		1746.6	
108N	4454.513	6137.246	367.243	23.8	1782.8	1.6	57.38	0.6	0.2	389.8	22.6	24.2	SDR - 41		1770.2	
109N	4458.762	6154.208	364.885	17.6	1800.5	1.6	57.38	0.6	0.1	389.7	24.8	26.5	SDR - 41		1787.7	
T1(110N)	4467.431	6177.496	360.032	25.3	1825.8	1.6	57.38	0.6	0.2	389.5	29.5	31.4	SDR - 41		1812.5	T12 y T13

Cuadro 7.13. Diseño de tubería en el Ramal 1

<i>Punto</i>	<i>Lat</i>	<i>Long</i>	<i>Elev.</i>	<i>L</i>	<i>Est</i>	<i>Caudal</i>	<i>D</i>	<i>V</i>	<i>H</i>	<i>NP</i>	<i>CD</i>	<i>Cest</i>	<i>Ced</i>	<i>Observaciones</i>	<i>Distancia</i> <i>Horizontal</i>	<i>Tomas de</i> <i>Parcela</i>
121N	4797.532	5694.668	417.499	0.0	0.0	4	56	1.6	0.0	483.0	65.5	83.1	SDR - 26	Válvula de compuerta	0.0	
128N	4818.294	5700.006	419.495	21.5	21.5	4	56	1.6	1.0	482.0	62.5	81.1	SDR - 26		21.4	T14
129N	4837.164	5683.733	422.754	25.1	46.7	4	56	1.6	1.1	480.9	58.1	77.8	SDR - 26		46.4	
130N	4842.781	5679.767	423.104	6.9	53.5	4	56	1.6	0.3	480.6	57.5	77.5	SDR - 26		53.2	
131N	4848.522	5676.056	422.846	6.8	60.4	4	56	1.6	0.3	480.3	57.4	77.8	SDR - 26		60.1	T15
132N	4872.96	5665.343	422.408	26.7	87.1	3.2	56	1.3	0.8	479.5	57.1	78.2	SDR - 26		86.7	
133N	4890.707	5653.508	423.031	21.3	108.4	3.2	57	1.3	0.6	478.9	55.9	77.6	SDR - 32.5		108.1	T16
134N	4914.153	5645.383	425.651	25.0	133.4	3.2	57	1.3	0.7	478.2	52.6	74.9	SDR - 32.5		132.9	
135N	4949.352	5640.386	430.878	35.9	169.3	3.2	57	1.3	1.0	477.2	46.4	69.7	SDR - 32.5		168.4	
136N	4967.268	5644.396	432.534	18.4	187.7	3.2	57	1.3	0.5	476.7	44.2	68.1	SDR - 32.5	Aire	186.8	T17 y T18
137N	4988.646	5659.481	432.628	26.2	213.9	2.4	57	0.9	0.4	476.3	43.7	68.0	SDR - 32.5		213.0	
138N	5006.208	5674.915	431.283	23.4	237.3	2.4	57	0.9	0.4	476.0	44.7	69.3	SDR - 32.5		236.4	T19
139N	5020.35	5686.845	431.689	18.5	255.8	1.6	57	0.6	0.1	475.8	44.1	68.9	SDR - 32.5		254.9	
140N	5040.044	5708.681	431.204	29.4	285.2	1.6	57	0.6	0.2	475.6	44.4	69.4	SDR - 32.5		284.3	
141N	5051.652	5718.895	431.137	15.5	300.7	1.6	57	0.6	0.1	475.5	44.3	69.5	SDR - 32.5		299.7	
142N	5064.131	5746.503	432.978	30.4	331.0	1.6	57	0.6	0.2	475.2	42.3	67.6	SDR - 32.5		330.0	
143N	5066.809	5764.116	432.528	17.8	348.9	1.6	57	0.6	0.1	475.1	42.6	68.1	SDR - 32.5	Aire	347.8	
144N	5067.026	5777.368	430.98	13.3	362.2	1.6	57	0.6	0.1	475.0	44.0	69.6	SDR - 32.5		361.1	
145N	5073.998	5800.269	428.091	24.1	386.3	1.6	57	0.6	0.2	474.8	46.7	72.5	SDR - 32.5		385.0	T20
146N	5071.667	5807.847	427.836	7.9	394.3	1.6	57	0.6	0.1	474.8	46.9	72.8	SDR - 32.5		393.0	
147N	5061.097	5802.738	426.816	11.8	406.0	1.6	57	0.6	0.1	474.7	47.9	73.8	SDR - 32.5		404.7	T21
148N	5034.169	5787.569	424.853	31.0	437.0	0.8	45.22	0.5	0.2	474.5	49.6	75.7	SDR - 32.5		435.6	
T1(149N)	5021.612	5782.968	423.686	13.4	450.4	0.8	45.22	0.5	0.1	474.4	50.7	76.9	SDR - 32.5		449.0	T22

Cuadro 7.14. Diseño de tubería en el Ramal 2

<i>Punto</i>	<i>Lat</i>	<i>Long</i>	<i>Elev.</i>	<i>L</i>	<i>Est</i>	<i>Caudal</i>	<i>D</i>	<i>V</i>	<i>H</i>	<i>NP</i>	<i>CD</i>	<i>Cest</i>	<i>Ced</i>	<i>Observaciones</i>	<i>Distancia</i>	<i>Tomas de</i>
															<i>Horizontal</i>	<i>Parcela</i>
84N	4741.538	5768.682	413.719	0.0	0.0	1.6	56	0.6	0.0	479.6	65.9	86.8	SDR - 26		0.0	
117N	4738.07	5801.9	413.752	33.4	33.4	1.6	56	0.6	0.3	479.3	65.6	86.8	SDR - 26		33.4	
118N	4734.343	5817.7	413.18	16.2	49.6	1.6	56	0.6	0.1	479.2	66.0	87.3	SDR - 26		49.6	
123N	4758.551	5871.018	410.92	58.6	108.2	1.6	56	0.6	0.5	478.7	67.8	89.6	SDR - 26	Aire	108.2	T23 y T24
124N	4781.736	5889.806	407.815	30.0	138.2	0.8	44.56	0.5	0.2	478.5	70.7	92.7	SDR - 26		138.0	
125N	4796.317	5895.405	406.649	15.7	153.9	0.8	44.56	0.5	0.1	478.4	71.7	93.9	SDR - 26		153.6	
126N	4819.999	5904.263	407.838	25.3	179.2	0.8	44.56	0.5	0.2	478.2	70.4	92.7	SDR - 26		178.9	
T1(127N)	4834.53	5912.286	407.493	16.6	195.8	0.8	44.56	0.5	0.1	478.1	70.6	93.0	SDR - 26		195.5	T25

Cuadro 7.15. Diseño de tubería en el Ramal 3

<i>Punto</i>	<i>Lat</i>	<i>Long</i>	<i>Elev.</i>	<i>L</i>	<i>Est</i>	<i>Caudal</i>	<i>D</i>	<i>V</i>	<i>H</i>	<i>NP</i>	<i>CD</i>	<i>Cest</i>	<i>Ced</i>	<i>Observaciones</i>	<i>Distancia</i>	<i>Tomas de</i>
															<i>Horizontal</i>	<i>Parcela</i>
95N	4560.73	5948.533	390.937	0.0	0.0	1.6	53	0.7	0.0	474.2	83.3	109.6	SDR - 17		0.0	
96N	4570.778	5965.393	388.636	19.8	19.8	1.6	53	0.7	0.2	474.0	85.4	111.9	SDR - 17		19.6	
97N	4583.348	5975.988	387.091	16.5	36.3	1.6	53	0.7	0.2	473.8	86.7	113.4	SDR - 17		36.1	
98N	4598.155	5994.77	386.722	23.9	60.2	1.6	53	0.7	0.3	473.6	86.8	113.8	SDR - 17		60.0	T26
111N	4622.688	6003.077	384.701	26.0	86.2	0.8	42.58	0.6	0.2	473.3	88.6	115.8	SDR - 17	Aire	85.9	
112N	4629.28	6001.389	383.792	6.9	93.0	0.8	42.58	0.6	0.1	473.3	89.5	116.7	SDR - 17		92.7	
113N	4654.582	5991.463	380.352	27.4	120.4	0.8	42.58	0.6	0.2	473.0	92.7	120.2	SDR - 17		119.9	
114N	4662.818	5993.813	379.938	8.6	129.0	0.8	42.58	0.6	0.1	473.0	93.0	120.6	SDR - 17		128.4	
115N	4670.825	6016.334	379.226	23.9	152.9	0.8	42.58	0.6	0.2	472.7	93.5	121.3	SDR - 17		152.3	
T1(116N)	4679.437	6023.624	378.418	11.3	164.2	0.8	42.58	0.6	0.1	472.7	94.2	122.1	SDR - 17		163.6	T27 y T28

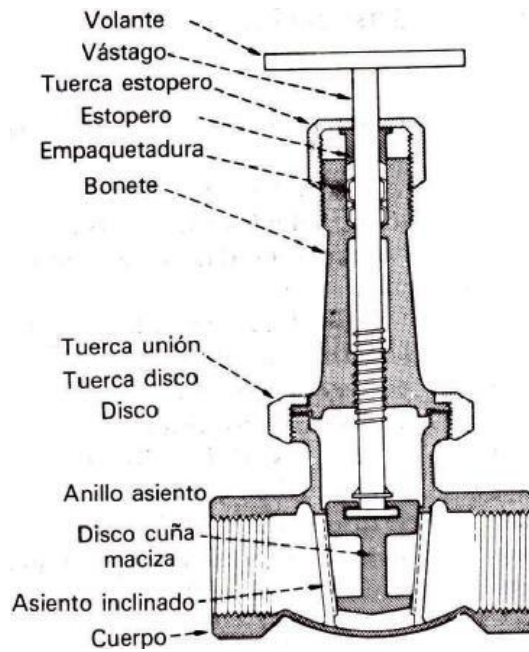


Figura 7.1. Válvula de compuerta.

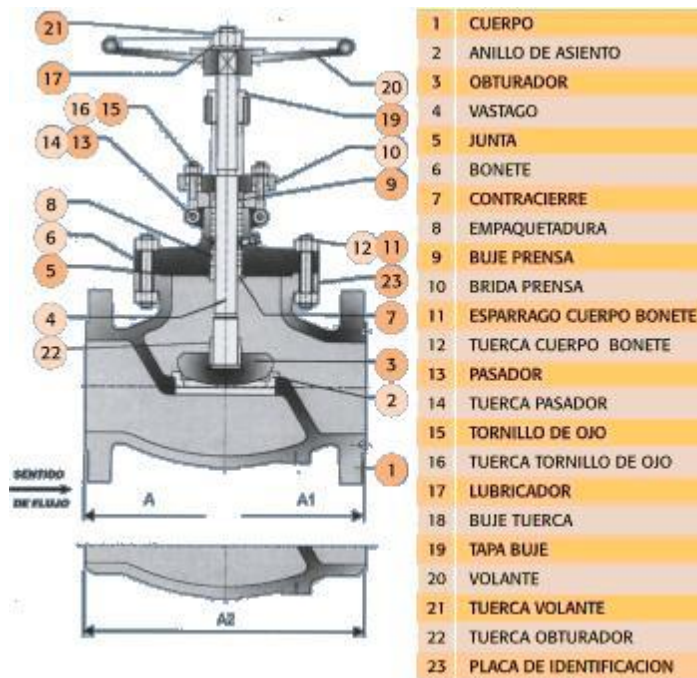


Figura 7.2. Válvula de globo.



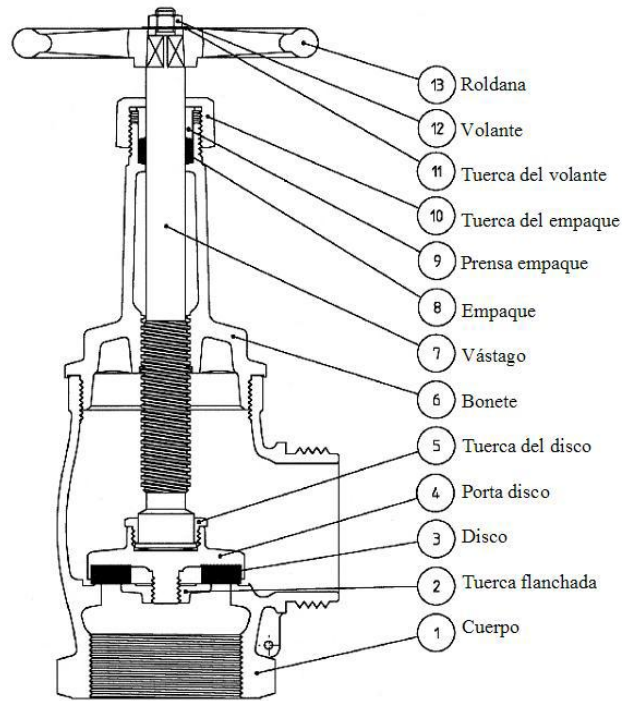


Figura 7.3. Válvula de disco (toma parcelaria).

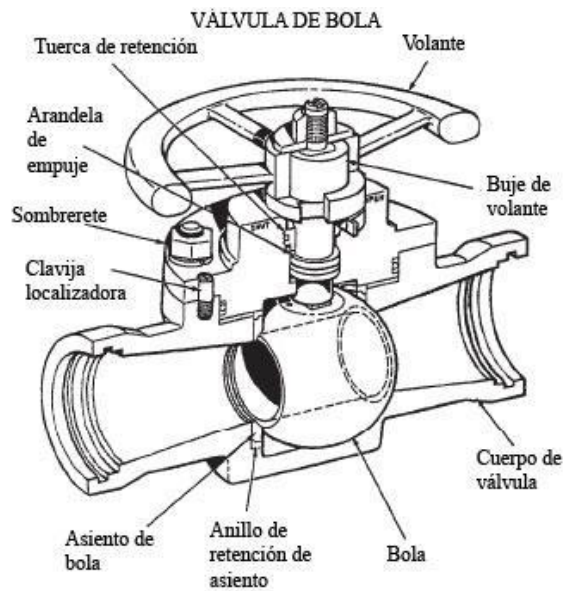


Figura 7.4. Válvula de bola.



Figura 7.5. Válvula mariposa.

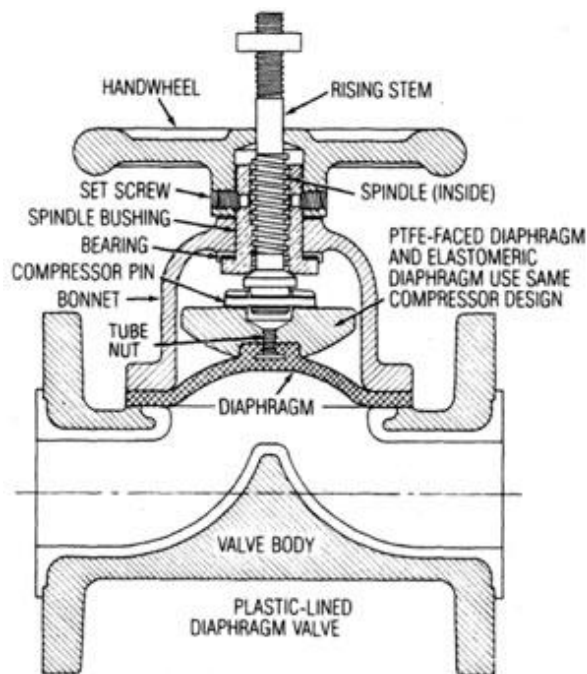


Figura 7.6. Válvula de diafragma.

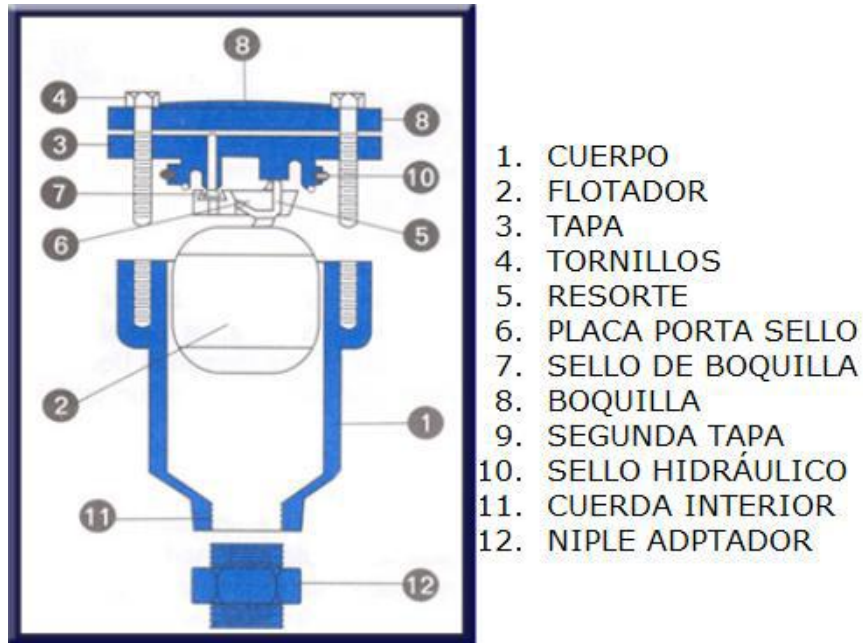


Figura 7.7. Válvula de aire (ventosa).

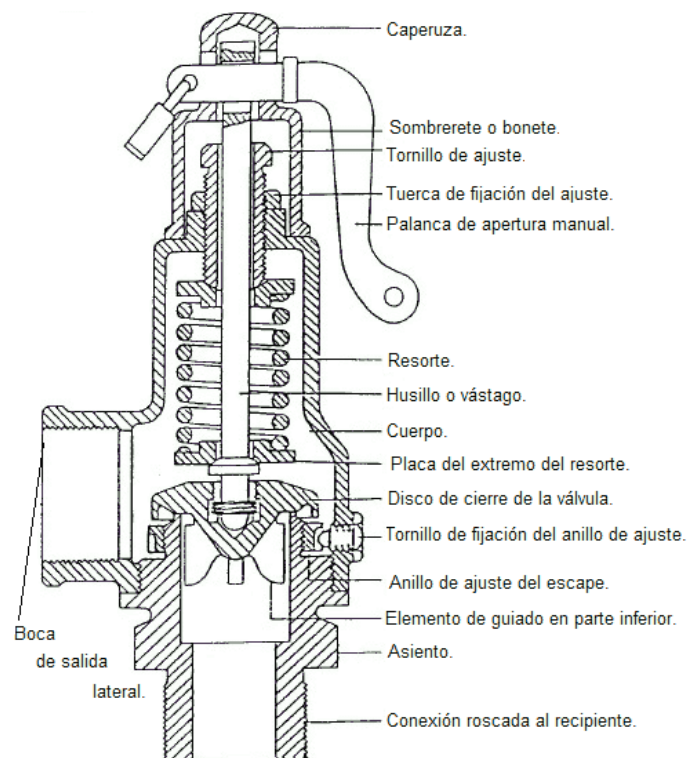


Figura 7.8. Válvula de alivio.

Cuadro 7.16. Detalle de Costos del proyecto

<b>SERVICIO NACIONAL DE AGUAS SUBTERRANEAS, RIEGO Y AVENAMIENTO</b>					
<b>PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE RIEGO RÍO GUAYABO</b>					
<b>ITEM</b>	<b>REGLON DE PAGO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>MONTO TOTAL</b>
<b>No</b>	<b>TUBERIA Y ACCESORIOS DE PVC:</b>			<b>COLONES</b>	<b>COLONES</b>
1	TUBO SDR-41, 150mm	486.00	m	¢13,628.00	¢6,623,208.00
2	TUBO SDR-41, 100 mm	414.00	m	¢5,727.67	¢2,371,255.38
3	TUBO SDR-41, 75 mm	162.00	m	¢3,437.50	¢556,875.00
4	TUBO SDR-41, 50 mm	282.00	m	¢1,624.17	¢458,015.94
5	TUBO SDR-32,5 75 mm	102.00	m	¢4,143.83	¢422,670.66
6	TUBO SDR-32.5 50 mm	336.00	m	¢2,116.33	¢711,086.88
7	TUBO SDR-32,5 38 mm	60.00	m	¢1,392.50	¢83,550.00
8	TUBO SDR-26 75 mm	90.00	m	¢4,978.68	¢448,081.20
9	TUBO SDR-26 62 mm	300.00	m	¢3,863.17	¢1,158,951.00
10	TUBO SDR-26 50 mm	210.00	m	¢2,637.50	¢553,875.00
11	TUBO SDR-26 38 mm	96.00	m	¢1,630.83	¢156,559.68
12	TUBO SDR-17 50 mm	156.00	m	¢3,837.83	¢598,701.48
13	TUBO SDR-17 38 mm	120.00	m	¢2,515.33	¢301,839.60
<b>SUBTOTAL TUBERIAS</b>					<b>¢14,444,669.82</b>
14	REDUCCIÓN LISA 150*100mm DIAM.	1.00	c/u	¢15,398.00	¢15,398.00
15	REDUCCIÓN LISA 100*75 mm DIAM.	1.00	c/u	¢6,826.00	¢6,826.00
16	REDUCCIÓN LISA 75*62 mm DIAM.	1.00	c/u	¢4,097.00	¢4,097.00
17	REDUCCIÓN LISA 62*50 mm DIAM.	1.00	c/u	¢2,351.00	¢2,351.00
18	REDUCCIÓN LISA 50*38 mm DIAM.	3.00	c/u	¢1,436.00	¢4,308.00
19	CURVA 150 mm x 11° SDR26	16.00	c/u	¢69,579.40	¢1,113,270.40
20	CURVA 150 mm x 22° SDR26	16.00	c/u	¢69,579.40	¢1,113,270.40
21	CURVA 150 mm x 45° SDR26	16.00	c/u	¢32,630.72	¢522,091.52
22	TEE REDUCIDA 75x50mm	1.00	c/u	¢10,599.00	¢10,599.00
23	TEE REDUCIDA 62x50mm	1.00	c/u	¢7,694.00	¢7,694.00
24	CODOS 45° *100mm DIAM	3.00	c/u	¢7,975.00	¢23,925.00
25	CODOS 45° *75 mm DIAM	3.00	c/u	¢6,111.00	¢18,333.00
26	CODOS 90° *100 mm DIAM	3.00	c/u	¢9,339.00	¢28,017.00
27	CODOS 90° *75 mm DIAM	3.00	c/u	¢5,755.00	¢17,265.00
<b>SUBTOTAL ACCESORIOS</b>					<b>¢2,887,445.32</b>
<b>VALVULAS:</b>					
28	VALV. TOMA PARCELA 150mm	1.00	c/u	¢351,265.00	¢351,265.00
29	VALV. TOMA PARCELA 100mm	2.00	c/u	¢247,415.88	¢494,831.77
30	VALV. TOMA PARCELA REDUC PRES 100mm	2.00	c/u	¢337,905.00	¢675,810.00
31	VALV. TOMA PARCELA REDUC PRES 75mm	2.00	c/u	¢462,831.00	¢925,662.00
32	VALV. TOMA PARCELA REDUC PRES 62mm	2.00	c/u	¢462,058.00	¢924,116.00

Cuadro 7.17. Detalle de Costos del proyecto (continuación)

33	VALV. TOMA PARCELA 50mm	4.00	c/u	¢320,112.00	¢1,280,448.00
34	VALV. TOMA PARCELA REDUC PRES 50mm	11.00	c/u	¢461,344.46	¢5,074,789.06
35	VALV. TOMA PARCELA REDUC PRES 38mm	4.00	c/u	¢460,630.00	¢1,842,520.00
36	VALVULA DE AIRE Y VACIO 150mm	3.00	c/u	¢217,295.00	¢651,885.00
37	VALVULA DE AIRE Y VACIO 100mm	1.00	c/u	¢209,502.67	¢209,502.67
38	VALVULA DE AIRE Y VACIO 75 mm	1.00	c/u	¢205,606.50	¢205,606.50
39	VALVULA DE AIRE Y VACIO 62 mm	1.00	c/u	¢204,756.20	¢204,756.20
40	VALVULA DE AIRE Y VACIO 50 mm	4.00	c/u	¢203,971.31	¢815,885.24
41	VALVULA DE AIRE Y VACIO 38 mm	1.00	c/u	¢203,186.42	¢203,186.42
42	VALVULA COMP EN LINEA 75 mm	1.00	c/u	¢520,423.20	¢520,423.20
43	VALVULA COMP EN LINEA 62 mm	1.00	c/u	¢515,379.70	¢515,379.70
44	VALVULA COMP EN LINEA 38mm	1.00	c/u	¢506,068.00	¢506,068.00
45	VALVULA LIMPIEZA 150mm	2.00	c/u	¢368,815.00	¢737,630.00
<b>SUBTOTAL VALVULAS</b>					<b>¢16,139,764.76</b>
47	SISTEMA DE RIEGO PARCELARIO 0,43 ha	28.00	c/u	¢991,832.00	¢27,771,296.00
<b>SUBTOTAL RIEGO PARCELARIO</b>					<b>¢27,982,976.00</b>
<b>SUBTOTAL TUBERIAS, ACCESORIOS, VALVULAS Y RIEGO PARCELARIO</b>					<b>¢61,454,855.90</b>
48	OBRA DE TOMA	1.00	c/u	¢2,620,365.50	¢2,620,365.50
49	TANQUE DESARENADOR	1.00	c/u	¢1,381,674.28	¢1,381,674.28
51	ANCLAJES	45.00	c/u	¢38,000.00	¢1,710,000.00
52	TANQUE QUIEBRA	1.00	c/u	¢239,199.79	¢239,199.79
<b>SUBTOTAL OBRAS DE CONCRETO</b>					<b>¢5,951,239.58</b>
53	EXCAV. Y TAPADO ZANJA 0,30x1,00 m	1,981.15	m	¢1,500.00	¢2,971,725.00
53	EXCAV. Y TAPADO ZANJA 0,60x1,00 m	469.50	m	¢1,900.00	¢892,050.00
54	EXCAVACION MANUAL 0,60x1,00 m	170.00	m	¢2,525.00	¢429,250.00
<b>SUBTOTAL EXCAV. Y RELLENO ZANJAS</b>					<b>¢1,321,300.00</b>
<b>SUBTOTAL OBRAS CONCRETO, METAL Y EXCAV. ZANJA</b>					<b>¢7,272,539.58</b>
<b>SUBTOTAL</b>					<b>¢68,727,395.47</b>
59	IMPREVISTOS 5%	1.00	gl	¢0.00	¢3,436,369.77
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>¢72,163,765.25</b>

Cuadro 7.18. Detalle de costos del riego parcelario.

ITEM	REGLON DE PAGO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	
				UNITARIO	MONTO TOTAL
No	RIEGO PARCELARIO:			COLONES	COLONES
1	POLIETILENO BLANDO 16mm	630	m	¢200.00	¢126,000.00
2	TUBERIA PVC SDR-41 38mm	252.5	m	¢1,124.00	¢283,810.00
3	REGULADOR DE PRESIÓN 38mm	28	c/u	¢3030.00	¢84,840.00
4	TAPON HEMBRA PVC 38mm	14	c/u	¢555.00	¢7,770.00
5	TAPON FINALES 16mm	28	c/u	¢79.00	¢2,212.00
6	MICROASPERSOR	140	c/u	¢3,000.00	¢420,000.00
7	ELEVADOR 60cm	140	c/u	¢480.00	¢67,200.00
SUBTOTAL					¢991,832.00

Cuadro 7.19. Detalle de costos de obra gris.

Ítem	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
<b>Desarenador</b>				
Cemento	46	c/u	¢ 5,272.18	¢ 242,520.28
Arena	3.93	m3	¢ 10,433.63	¢ 41,004.17
Piedra	5.89	m3	¢ 13,026.00	¢ 76,723.14
Varilla #2	60	c/u	¢ 669.77	¢ 40,186.20
Varilla #3	43	c/u	¢ 1,513.86	¢ 65,095.98
Bloques 12x20x40	400	c/u	¢ 406.26	¢ 162,504.00
Subtotal Materiales				¢ 628,033.77
Mano de Obra 50%				¢ 314,016.88
Contratista 40%				¢ 251,213.51
Transporte 30%				¢ 188,410.13
<b>Subtotal Desarenador</b>				¢ 1,381,674.28
<b>Obra Toma</b>				
Cemento	142	c/u	¢ 5,272.18	¢ 748,649.56
Arena	12.11	m3	¢ 10,433.63	¢ 126,351.26
Piedra	18.16	m3	¢ 13,026.00	¢ 236,552.16
Varilla #2	25	c/u	¢ 669.77	¢ 16,744.25
Varilla #3	20	c/u	¢ 1,513.86	¢ 30,277.20
Bloques 12x20x40	80	c/u	¢ 406.26	¢ 32,500.80
Subtotal Materiales				¢ 1,191,075.23
Mano de Obra 50%				¢ 595,537.61
Contratista 40%				¢ 476,430.09
Transporte 30%				¢ 357,322.57
<b>Subtotal obra de toma</b>				¢ 2,620,365.50
<b>Tanque Queiebra gradiente</b>				
Cemento	8	c/u	¢ 5,272.18	¢ 42,177.44

Cuadro 7.20. Detalle de costos de obra gris.(Continuación)

Arena	0.66	m3	¢ 10,433.63	¢ 6,886.20
Piedra	0.99	m3	¢ 13,026.00	¢ 12,895.74
Varilla #2	10	c/u	¢ 669.77	¢ 6,697.70
Varilla #3	5	c/u	¢ 1,513.86	¢ 7,569.30
Bloques 12x20x40	80	c/u	¢ 406.26	¢ 32,500.80
Subtotal Materiales				¢ 108,727.18
Mano de Obra 50%				¢ 54,363.59
Contratista 40%				¢ 43,490.87
Transporte 30%				¢ 32,618.15
<b>Subtotal tanque quiebra</b>				¢ 239,199.79
<b>Total Obra Gris</b>				¢ 4,241,239.58

Cuadro 7.21. Grupos de Válvulas para Operación de Riego

Grupo de Válvulas 1	Grupo de Válvulas 2
1	2
3	4
5	7
6	9
8	11
10	13
12	15
14	17
16	19
18	21
20	24
22	25
23	26
28	27

Cuadro 7.22. Calendario de Operación de Riego

Día	Lunes	Martes	Miercoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Grupo	1	2	1	2	1	2	1
Día	Lunes	Martes	Miercoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Grupo	2	1	2	1	2	1	2

Cuadro 7.23. Propietarios del Proyecto Río Guayabo

Válvula	Propietario	Cédula	Caudal (l/s)	Presión (m.c.a)
1	Fuentes Obando Alexis	3-344-308	0.84	30
2	Fuentes Obando Mario	3-275-622	0.84	30
3	Aguilar Garro Cecilia	3-138-484	0.84	30
4	Brenes Meneses Mario	3-175-470	0.84	30
5	Fuentes Obando Henry	3-316-225	0.84	30
6	Soto Morales José J.	3-201-375	0.84	30
7	Nuñez Ramirez Ricardo	3-100-939	0.84	30
8	Mora Aguilar Adrián	9-086-310	0.84	30
9	León León Juan M.	9-063-699	0.84	30
10	Astúa Aguilar Eduardo	3-279-364	0.84	30
11	Quesada Salazar Martín	3-228-883	0.84	30
12	Soto Rivera Rafael	3-257-155	0.84	30
13	Quirós Sanchez Victor M.	3-278-875	0.84	30
14	Abarco Mora José	9-059-639	0.84	30
15	Gamboa Sánchez Alcides	3-170-642	0.84	30
16	Hernández Quirós Gerardo	3-243-765	0.84	30
17	Sojo Zamora Ricardo	3-131-492	0.84	30
18	Jimenez Saborío José L.	3-179-991	0.84	30
19	Salazar Solano Edwin	9-037-989	0.84	30
20	Moya Granados Héctor	3-152-866	0.84	30
21	Vega Araya José Manuel	3-248-121	0.84	30
22	Hernández Quirós José V.	3-304-175	0.84	30
23	Sojo Montero Carlos L.	3-255-231	0.84	30
24	Montoya Morales Mario	3-306-194	0.84	30
25	Montoya Morales Lorenzo	3-239-057	0.84	30
26	González Astúa José A.	3-249-769	0.84	30
27	Montoya Morales Carlos	3-330-458	0.84	30
28	Brenes Durán Alen	3-330-807	0.84	30



Cuadro 7.24. Cronograma de ejecución del proyecto.

	☺	Name	Duration	Start	Finish	Predecessors
1	☺	EJECUCIÓN DE CONTRATO DE TUBERIA	139 days	3/10/14 8:00 AM	9/18/14 5:00 PM	
2	☺	Orden de Inicio	1 day	3/10/14 8:00 AM	3/10/14 5:00 PM	
3	☺	Instalación Tuberías Conducción Principal	10 days	3/11/14 8:00 AM	3/24/14 5:00 PM	2
4	☺	Instalación de Válvulas	90 days	3/11/14 8:00 AM	7/14/14 5:00 PM	2
5	☺	Prueba de presión de tuberías	10 days	7/15/14 8:00 AM	7/28/14 5:00 PM	4
6	☺	Recepción Provisional de la Obra	1 day	7/29/14 8:00 AM	7/29/14 5:00 PM	5
7	☺	Recepción Definitiva de la Obra	15 days	7/30/14 8:00 AM	8/19/14 5:00 PM	6
8	☺	Finiquito de la Contratación	10 days	8/20/14 8:00 AM	9/2/14 5:00 PM	7
9	☺	Instalación de Riego Parcelario	28 days	7/15/14 8:00 AM	8/21/14 5:00 PM	4
11	☺	EJECUCIÓN DE CONTRATO EXCAVACIÓN DE ZANJA	44 days	3/10/14 8:00 AM	5/8/14 5:00 PM	
12	☺	Orden de Inicio	1 day	3/10/14 8:00 AM	3/10/14 5:00 PM	
13	☺	Excavación Mecánica de Zanja	13 days	3/11/14 8:00 AM	3/27/14 5:00 PM	12
14	☺	Excavación Manual de Zanja	17 days	3/11/14 8:00 AM	4/2/14 5:00 PM	12
15	☺	Lastreo de Calles	5 days	3/11/14 8:00 AM	3/17/14 5:00 PM	12
16	☺	Recepción Provisional de la Obra	1 day	4/3/14 8:00 AM	4/3/14 5:00 PM	14
17	☺	Recepción Definitiva de la Obra	15 days	4/3/14 8:00 AM	4/23/14 5:00 PM	16
18	☺	Finiquito de la Contratación	10 days	4/24/14 8:00 AM	5/7/14 5:00 PM	17
20	☺	EJECUCIÓN DE CONTRATO DE OBRAS DE CONCRETO	52 days	3/10/14 8:00 AM	5/20/14 5:00 PM	
21	☺	Orden de Inicio	1 day	3/10/14 8:00 AM	3/10/14 5:00 PM	
22	☺	Construcción de Obra de Toma	15 days	3/11/14 8:00 AM	3/31/14 5:00 PM	21
23	☺	Construcción de Tanque Desarenador	15 days	3/11/14 8:00 AM	3/31/14 5:00 PM	21
24	☺	Construcción de Tanque Quiebragradientes	5 days	3/31/14 8:00 AM	4/4/14 5:00 PM	23
25	☺	Construcción de Anclajes	25 days	3/11/14 8:00 AM	4/14/14 5:00 PM	21
26	☺	Recepción Provisional de la Obra	1 day	4/15/14 8:00 AM	4/15/14 5:00 PM	25
27	☺	Recepción Definitiva de la Obra	15 days	4/16/14 8:00 AM	5/6/14 5:00 PM	26
28	☺	Finiquito de la Contratación	10 days	5/7/14 8:00 AM	5/20/14 5:00 PM	27

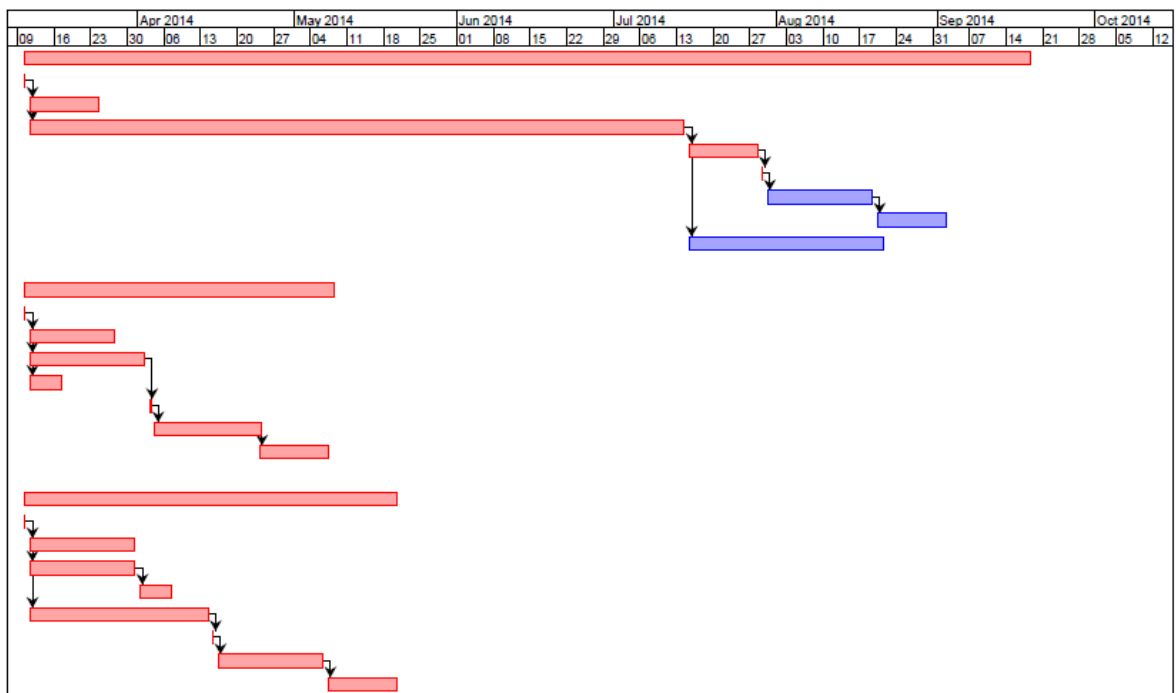


Figura 7.9. Cronograma de ejecución del proyecto

Cuadro 7.25. Flujo de Caja a 10 años del Proyecto Río Guayabo (Situación Actual)

<b>INVERSIONES</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>
Capital de trabajo	-81,017,472.76										
<b>TOTAL INVERSION</b>	<b>-81,017,472.76</b>										
<b>INGRESOS</b>											
Venta de queso		17,130,666.67	17,987,200.00	18,886,560.00	19,830,888.00	20,822,432.40	21,863,554.02	22,956,731.72	24,104,568.31	25,309,796.72	26,575,286.56
Venta de lechuga		71,470,000.00	75,043,500.00	78,795,675.00	82,735,458.75	86,872,231.69	91,215,843.27	95,776,635.44	100,565,467.21	105,593,740.57	110,873,427.60
Venta de vainica		11,544,000.00	12,121,200.00	12,727,260.00	13,363,623.00	14,031,804.15	14,733,394.36	15,470,064.08	16,243,567.28	17,055,745.64	17,908,532.93
Venta de culantro		2,950,000.00	3,097,500.00	3,252,375.00	3,414,993.75	3,585,743.44	3,765,030.61	3,953,282.14	4,150,946.25	4,358,493.56	4,576,418.24
<b>TOTAL INGRESOS</b>		<b>103,094,666.67</b>	<b>108,249,400.00</b>	<b>113,661,870.00</b>	<b>119,344,963.50</b>	<b>125,312,211.68</b>	<b>131,577,822.26</b>	<b>138,156,713.37</b>	<b>145,064,549.04</b>	<b>152,317,776.49</b>	<b>159,933,665.32</b>
<b>EGRESOS</b>											
<b>Costos de la Actividad ganadera</b>											
<b>Pasto corta</b>											
Labores		1,039,808.00	1,133,806.64	1,236,302.76	1,348,064.53	1,469,929.57	1,602,811.20	1,747,705.33	1,905,697.89	2,077,972.98	2,265,821.74
Materiales		1,356,678.40	1,479,322.13	1,613,052.85	1,758,872.83	1,917,874.93	2,091,250.82	2,280,299.90	2,486,439.01	2,711,213.09	2,956,306.76
Otros		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Total egresos pasto corta</b>		<b>2,396,486.40</b>	<b>2,613,128.77</b>	<b>2,849,355.61</b>	<b>3,106,937.36</b>	<b>3,387,804.50</b>	<b>3,694,062.02</b>	<b>4,028,005.23</b>	<b>4,392,136.90</b>	<b>4,789,186.08</b>	<b>5,222,128.50</b>
<b>Ganado</b>											
Labores		2,449,920.00	2,671,392.77	2,912,886.67	3,176,211.63	3,463,341.16	3,776,427.20	4,117,816.22	4,490,066.81	4,895,968.85	5,338,564.43
Materiales		18,439,132.80	20,106,030.41	21,923,615.55	23,905,510.40	26,066,568.54	28,422,986.34	30,992,424.30	33,794,139.46	36,849,129.66	40,180,290.99
Otros		1,918,400.00	2,091,823.36	2,280,924.19	2,487,119.74	2,711,955.36	2,957,116.13	3,224,439.43	3,515,928.75	3,833,768.71	4,180,341.40
<b>Total Egresos Ganado</b>		<b>22,807,452.80</b>	<b>24,869,246.53</b>	<b>27,117,426.42</b>	<b>29,568,841.77</b>	<b>32,241,865.06</b>	<b>35,156,529.67</b>	<b>38,334,679.95</b>	<b>41,800,135.01</b>	<b>45,578,867.22</b>	<b>49,699,196.82</b>
<b>Queso</b>											
Labores		2,211,826.03	2,411,775.10	2,629,799.57	2,867,533.45	3,126,758.47	3,409,417.44	3,717,628.78	4,053,702.42	4,420,157.12	4,819,739.32
Materiales		1,737,863.31	1,894,966.15	2,066,271.09	2,253,062.00	2,456,738.80	2,678,827.99	2,920,994.04	3,185,051.90	3,472,980.59	3,786,938.04
Otros		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Total Egresos queso</b>		<b>3,949,689.33</b>	<b>4,306,741.25</b>	<b>4,696,070.66</b>	<b>5,120,595.45</b>	<b>5,583,497.27</b>	<b>6,088,245.43</b>	<b>6,638,622.81</b>	<b>7,238,754.32</b>	<b>7,893,137.71</b>	<b>8,606,677.36</b>

<b>lechuga</b>											
Labores	17,807,625.00	19,417,434.30	21,172,770.36	23,086,788.80	25,173,834.51	27,449,549.15	29,930,988.39	32,636,749.74	35,587,111.92	38,804,186.84	
Materiales	19,321,992.33	21,068,700.44	22,973,310.96	25,050,098.27	27,314,627.15	29,783,869.45	32,476,331.25	35,412,191.59	38,613,453.71	42,104,109.93	
Otros	300,000.00	327,120.00	356,691.65	388,936.57	424,096.44	462,434.76	504,238.86	549,822.05	599,525.97	653,723.11	
<b>Total Egresos lechuga</b>	<b>37,429,617.33</b>	<b>40,813,254.74</b>	<b>44,502,772.97</b>	<b>48,525,823.65</b>	<b>52,912,558.10</b>	<b>57,695,853.36</b>	<b>62,911,558.50</b>	<b>68,598,763.39</b>	<b>74,800,091.60</b>	<b>81,562,019.88</b>	
<b>Vainica</b>											
Labores	1,920,000.00	2,093,568.00	2,282,826.55	2,489,194.07	2,714,217.21	2,959,582.45	3,227,128.70	3,518,861.13	3,836,966.18	4,183,827.92	
Materiales	1,606,610.00	1,751,847.54	1,910,214.56	2,082,897.96	2,271,191.93	2,476,507.68	2,700,383.98	2,944,498.69	3,210,681.37	3,500,926.97	
Otros	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
<b>Total Egresos Vainica</b>	<b>3,526,610.00</b>	<b>3,845,415.54</b>	<b>4,193,041.11</b>	<b>4,572,092.03</b>	<b>4,985,409.14</b>	<b>5,436,090.13</b>	<b>5,927,512.68</b>	<b>6,463,359.83</b>	<b>7,047,647.55</b>	<b>7,684,754.89</b>	
<b>Cualantro</b>											
Labores	6,599,857.14	7,196,484.23	7,847,046.40	8,556,419.40	9,329,919.71	10,173,344.45	11,093,014.79	12,095,823.33	13,189,285.76	14,381,597.19	
Materiales	3,069,619.33	3,347,112.92	3,649,691.93	3,979,624.08	4,339,382.10	4,731,662.24	5,159,404.50	5,625,814.67	6,134,388.32	6,688,937.02	
Otros	240,000.00	261,696.00	285,353.32	311,149.26	339,277.15	369,947.81	403,391.09	439,857.64	479,620.77	522,978.49	
<b>Total Egresos Cualantro</b>	<b>9,909,476.48</b>	<b>10,805,293.15</b>	<b>11,782,091.65</b>	<b>12,847,192.74</b>	<b>14,008,578.96</b>	<b>15,274,954.50</b>	<b>16,655,810.38</b>	<b>18,161,495.64</b>	<b>19,803,294.85</b>	<b>21,593,512.70</b>	
<b>TOTAL EGRESOS PRODUCCION AGROPE</b>	<b>80,019,332.34</b>	<b>87,253,079.99</b>	<b>95,140,758.42</b>	<b>103,741,482.98</b>	<b>113,119,713.04</b>	<b>123,345,735.10</b>	<b>134,496,189.55</b>	<b>146,654,645.09</b>	<b>159,912,225.00</b>	<b>174,368,290.14</b>	
<b>GASTOS ADMIN PRODUCTOR</b>											
Pago x concepto de adminis parcela	698,880.00	733,824.00	770,515.20	809,040.96	849,493.01	891,967.66	936,566.04	983,394.34	1,032,564.06	1,084,192.26	
Cargas Sociales	299,260.42	314,223.44	329,934.61	346,431.34	363,752.91	381,940.55	401,037.58	421,089.46	442,143.93	464,251.13	
<b>TOTAL GASTO ADMINIST. PRODUCTOR</b>	<b>998,140.42</b>	<b>1,048,047.44</b>	<b>1,100,449.81</b>	<b>1,155,472.30</b>	<b>1,213,245.91</b>	<b>1,273,908.21</b>	<b>1,337,603.62</b>	<b>1,404,483.80</b>	<b>1,474,707.99</b>	<b>1,548,443.39</b>	
<b>TOTAL EGRESOS</b>	<b>81,017,472.76</b>	<b>88,301,127.42</b>	<b>96,241,208.23</b>	<b>104,896,955.28</b>	<b>114,332,958.95</b>	<b>124,619,643.31</b>	<b>135,833,793.17</b>	<b>148,059,128.89</b>	<b>161,386,932.99</b>	<b>175,916,733.53</b>	
<b>FLUJO NETO ANTES DE IMPUESTOS</b>	<b>-81,017,472.76</b>	<b>22,077,193.91</b>	<b>19,948,272.58</b>	<b>17,420,661.77</b>	<b>14,448,008.22</b>	<b>10,979,252.72</b>	<b>6,958,178.95</b>	<b>2,322,920.20</b>	<b>-2,994,579.85</b>	<b>-9,069,156.50</b>	<b>-15,983,068.22</b>
<b>FLUJO DE CAJA NETO DEP IMPUESTOS</b>	<b>-81,017,472.76</b>	<b>22,077,193.91</b>	<b>19,948,272.58</b>	<b>17,420,661.77</b>	<b>14,448,008.22</b>	<b>10,979,252.72</b>	<b>6,958,178.95</b>	<b>2,322,920.20</b>	<b>-2,994,579.85</b>	<b>-9,069,156.50</b>	<b>65,034,404.54</b>

Fuente: INDEP, SENARA, 2013

Cuadro 7.26. Flujo de Caja a 10 años del Proyecto Río Guayabo (Situación con Proyecto)

<b>INVERSIONES</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>
Tuberías	-14,444,669.82										
Accesorios	-2,887,445.32										
Valvulas	-16,139,764.76										
Riego Parcelario	-27,982,976.00										
Obras de concreto	-5,951,239.58										
Excavaciones y rell zanjas	-1,321,300.00										
<b>Subtotal</b>	<b>-68,727,395.48</b>										
Imprevistos y supervicion 5%	-3,436,369.77										
Capital de trabajo	-154,384,558.05										
<b>TOTAL INVERSION</b>	<b>-226,548,323.30</b>										
<b>INGRESOS</b>											
Venta de queso		23,982,933.33	25,182,080.00	26,441,184.00	27,763,243.20	29,151,405.36	30,608,975.63	32,139,424.41	33,746,395.63	35,433,715.41	37,205,401.18
Venta de lechuga		142,940,000.00	150,087,000.00	157,591,350.00	165,470,917.50	173,744,463.38	182,431,686.54	191,553,270.87	201,130,934.41	211,187,481.14	221,746,855.19
Venta de vainica		23,088,000.00	24,242,400.00	25,454,520.00	26,727,246.00	28,063,608.30	29,466,788.72	30,940,128.15	32,487,134.56	34,111,491.29	35,817,065.85
Venta de culantro		5,900,000.00	6,195,000.00	6,504,750.00	6,829,987.50	7,171,486.88	7,530,061.22	7,906,564.28	8,301,892.49	8,716,987.12	9,152,836.47
<b>TOTAL INGRESOS</b>		<b>195,910,933.33</b>	<b>205,706,480.00</b>	<b>215,991,804.00</b>	<b>226,791,394.20</b>	<b>238,130,963.91</b>	<b>250,037,512.11</b>	<b>262,539,387.71</b>	<b>275,666,357.10</b>	<b>289,449,674.95</b>	<b>303,922,158.70</b>
<b>EGRESOS</b>											
<b>Costos de la Actividad</b>											
<b>Pasto corta</b>											
Labores		1,039,808.00	1,133,806.64	1,236,302.76	1,348,064.53	1,469,929.57	1,602,811.20	1,747,705.33	1,905,697.89	2,077,972.98	2,265,821.74
Materiales		1,356,678.40	1,479,322.13	1,613,052.85	1,758,872.83	1,917,874.93	2,091,250.82	2,280,299.90	2,486,439.01	2,711,213.09	2,956,306.76
Otros		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Ganado</b>		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Labores		2,449,920.00	2,671,392.77	2,912,886.67	3,176,211.63	3,463,341.16	3,776,427.20	4,117,816.22	4,490,066.81	4,895,968.85	5,338,564.43
Materiales		18,439,132.80	20,106,030.41	21,923,615.55	23,905,510.40	26,066,568.54	28,422,986.34	30,992,424.30	33,794,139.46	36,849,129.66	40,180,290.99
Otros		1,918,400.00	2,091,823.36	2,280,924.19	2,487,119.74	2,711,955.36	2,957,116.13	3,224,439.43	3,515,928.75	3,833,768.71	4,180,341.40
<b>Queso</b>		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Labores	3,096,556.44	3,376,485.14	3,681,719.40	4,014,546.83	4,377,461.86	4,773,184.41	5,204,680.29	5,675,183.38	6,188,219.96	6,747,635.05
Materiales	2,433,008.63	2,652,952.61	2,892,779.53	3,154,286.79	3,439,434.32	3,750,359.18	4,089,391.65	4,459,072.66	4,862,172.83	5,301,713.25
Otros	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Lechuga</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Labores	35,615,250.00	38,834,868.60	42,345,540.72	46,173,577.60	50,347,669.02	54,899,098.30	59,861,976.78	65,273,499.48	71,174,223.84	77,608,373.67
Materiales	38,643,984.67	42,137,400.88	45,946,621.92	50,100,196.54	54,629,254.31	59,567,738.90	64,952,662.50	70,824,383.18	77,226,907.42	84,208,219.86
Otros	600,000.00	654,240.00	713,383.30	777,873.15	848,192.88	924,869.51	1,008,477.72	1,099,644.10	1,199,051.93	1,307,446.23
<b>Vainica</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Labores	3,840,000.00	4,187,136.00	4,565,653.09	4,978,388.13	5,428,434.42	5,919,164.89	6,454,257.40	7,037,722.27	7,673,932.36	8,367,655.85
Materiales	3,213,220.00	3,503,695.09	3,820,429.12	4,165,795.92	4,542,383.87	4,953,015.37	5,400,767.96	5,888,997.38	6,421,362.75	7,001,853.94
Otros	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Culantro</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Labores	13,199,714.29	14,392,968.46	15,694,092.81	17,112,838.80	18,659,839.42	20,346,688.91	22,186,029.58	24,191,646.66	26,378,571.52	28,763,194.38
Materiales	6,139,238.67	6,694,225.84	7,299,383.86	7,959,248.16	8,678,764.19	9,463,324.48	10,318,809.01	11,251,629.34	12,268,776.64	13,377,874.04
Otros	480,000.00	523,392.00	570,706.64	622,298.52	678,554.30	739,895.61	806,782.17	879,715.28	959,241.55	1,045,956.98
<b>TOTAL COSTO PRODUCCION</b>	<b>132,464,911.89</b>	<b>144,439,739.92</b>	<b>157,497,092.41</b>	<b>171,734,829.56</b>	<b>187,259,658.16</b>	<b>204,187,931.25</b>	<b>222,646,520.24</b>	<b>242,773,765.67</b>	<b>264,720,514.08</b>	<b>288,651,248.56</b>
<b>Costos de Mantenimiento Riego SUA</b>	<b>1,286,672.00</b>	<b>1,593,222.69</b>	<b>1,529,817.19</b>	<b>1,894,297.43</b>	<b>1,818,910.05</b>	<b>2,252,266.91</b>	<b>2,162,633.41</b>	<b>2,677,882.65</b>	<b>2,571,310.91</b>	<b>3,183,927.92</b>
<b>Servicios Contratados SUA</b>										
Juez de Aguas	1,962,720.00	2,673,342.00	2,807,009.10	2,947,359.56	3,094,727.53	3,249,463.91	3,411,937.10	3,582,533.96	3,761,660.66	3,949,743.69
Cargas Sociales	824,342.40	1,144,725.04	1,201,961.30	1,262,059.36	1,325,162.33	1,391,420.45	1,460,991.47	1,534,041.04	1,610,743.09	1,691,280.25
Otros Administrativos	98,136.00	92,497.63	97,122.51	101,978.64	107,077.57	112,431.45	118,053.02	123,955.68	130,153.46	136,661.13
<b>TOTAL COSTOS OPERACIÓN</b>	<b>2,885,198.40</b>	<b>3,910,564.68</b>	<b>4,106,092.91</b>	<b>4,311,397.56</b>	<b>4,526,967.43</b>	<b>4,753,315.81</b>	<b>4,990,981.60</b>	<b>5,240,530.68</b>	<b>5,502,557.21</b>	<b>5,777,685.07</b>
<b>Gastos Administrativos SUA</b>										
Fotocopias	25,000.00	27,545.00	30,349.08	33,438.62	36,842.67	40,593.25	44,725.65	49,278.72	54,295.29	59,822.55
Telecomunicaciones	50,000.00	55,090.00	60,698.16	66,877.23	73,685.34	81,186.50	89,451.29	98,557.43	108,590.58	119,645.10
Viáticos y transporte	150,000.00	165,270.00	182,094.49	200,631.70	221,056.01	243,559.51	268,353.87	295,672.30	325,771.74	358,935.30
Materiales de oficina	30,000.00	33,054.00	36,418.90	40,126.34	44,211.20	48,711.90	53,670.77	59,134.46	65,154.35	71,787.06
<b>TOTAL</b>	<b>255,000.00</b>	<b>280,959.00</b>	<b>309,560.63</b>	<b>341,073.90</b>	<b>375,795.22</b>	<b>414,051.17</b>	<b>456,201.58</b>	<b>502,642.90</b>	<b>553,811.95</b>	<b>610,190.01</b>

<b>Otros Costos</b>											
Canon de Agua		481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92	481,489.92
Fortalecimiento de la institucion	10%	33,000.00	36,300.00	39,930.00	43,923.00	48,315.30	53,146.83	58,461.51	64,307.66	70,738.43	77,812.27
<b>Subtotal Otros Costos</b>		<b>514,489.92</b>	<b>517,789.92</b>	<b>521,419.92</b>	<b>525,412.92</b>	<b>529,805.22</b>	<b>534,636.75</b>	<b>539,951.43</b>	<b>545,797.58</b>	<b>552,228.35</b>	<b>559,302.19</b>
<b>TOTAL COSTOS SUA</b>		<b>4,941,360.32</b>	<b>6,302,536.29</b>	<b>6,466,890.64</b>	<b>7,072,181.80</b>	<b>7,251,477.92</b>	<b>7,954,270.64</b>	<b>8,149,768.02</b>	<b>8,966,853.81</b>	<b>9,179,908.43</b>	<b>10,131,105.19</b>
<b>GASTOS ADMIN PRODUCTOR</b>											
Pago x concepto de adminis parcela		1,225,552.22	1,286,829.84	1,351,171.33	1,418,729.89	1,489,666.39	1,564,149.71	1,642,357.19	1,724,475.05	1,810,698.80	1,901,233.75
Cargas Sociales		524,781.46	551,020.54	578,571.56	607,500.14	637,875.15	669,768.90	703,257.35	738,420.22	775,341.23	814,108.29
<b>TOTAL GASTO ADMINIST. PRODUCTOR</b>		<b>1,750,333.69</b>	<b>1,837,850.37</b>	<b>1,929,742.89</b>	<b>2,026,230.03</b>	<b>2,127,541.54</b>	<b>2,233,918.61</b>	<b>2,345,614.54</b>	<b>2,462,895.27</b>	<b>2,586,040.03</b>	<b>2,715,342.03</b>
Interés del Prestamo		4,726,726.62	4,377,278.05	4,004,940.58	3,608,215.02	3,185,503.93	2,735,105.26	2,255,205.49	1,743,872.27	1,199,046.73	618,535.12
Depreciación		10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	13,984,646.96	13,984,646.96	13,984,646.96	13,984,646.96
<b>TOTAL EGRESOS</b>		<b>154,384,558.05</b>	<b>167,458,630.16</b>	<b>180,399,892.06</b>	<b>194,942,681.95</b>	<b>210,325,407.07</b>	<b>227,612,451.29</b>	<b>249,381,755.25</b>	<b>269,932,033.98</b>	<b>291,670,156.24</b>	<b>316,100,877.86</b>
<b>UTILIDAD ANTES DE IMPUETOS</b>	<b>-226,548,323.30</b>	<b>41,526,375.29</b>	<b>38,247,849.84</b>	<b>35,591,911.94</b>	<b>31,848,712.25</b>	<b>27,805,556.84</b>	<b>22,425,060.81</b>	<b>13,157,632.46</b>	<b>5,734,323.11</b>	<b>-2,220,481.29</b>	<b>-12,178,719.17</b>
Impuestos		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>UTILIDAD NETA</b>		<b>41,526,375.29</b>	<b>38,247,849.84</b>	<b>35,591,911.94</b>	<b>31,848,712.25</b>	<b>27,805,556.84</b>	<b>22,425,060.81</b>	<b>13,157,632.46</b>	<b>5,734,323.11</b>	<b>-2,220,481.29</b>	<b>-12,178,719.17</b>
Depreciación		10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	10,501,225.53	13,984,646.96	13,984,646.96	13,984,646.96	13,984,646.96
Inversión de reemplazo								90,330,621.69			
Prestamo	72,163,765.25										
Amortización de la deuda		5,335,092.81	5,684,541.39	6,056,878.85	6,453,604.41	6,876,315.50	7,326,714.17	7,806,613.95	8,317,947.16	8,862,772.70	9,443,284.31
Valor de desecho											30,815,538.94
Recuperación Capital de Trabajo											154,384,558.05
<b>FLUJO DE CAJA NETO DEP IMPUESTOS</b>	<b>-154,384,558.05</b>	<b>46,692,508.01</b>	<b>43,064,533.98</b>	<b>40,036,258.62</b>	<b>35,896,333.37</b>	<b>31,430,466.86</b>	<b>25,599,572.17</b>	<b>-70,994,956.22</b>	<b>11,401,022.91</b>	<b>2,901,392.98</b>	<b>177,562,740.46</b>

Fuente: INDEP, SENARA, 2013

## **8 PLANOS CONSTRUCTIVOS**