ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

EVALUACIÓN, MEJORA Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN MIRAFLORES DE LA PARROQUIA JUAN MONTALVO, CANTÓN CAYAMBE

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MIGUEL ÁNGEL AGUIRRE SEDAMANOS
miguel_170786@hotmail.es

DIRECTORA: ING. XIMENA HIDALGO
ximena.hidalgob@gmail.com

Quito, octubre 2012

DECLARACIÓN

Yo, Miguel Ángel Aguirre Sedamanos declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido presentado previamente para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normatividad institucional vigente.

_____

MIGUEL ÁNGEL AGUIRRE SEDAMANOS

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Miguel Ángel Aguirre Sedamanos, bajo mi supervisión.

_____

ING. XIMENA HIDALGO

DIRECTORA DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Gracias Señor, por siempre guiarme por el buen camino, por estar a mi lado en los momentos más difíciles, por darme fuerzas para salir adelante y no verme obstaculizado en mi meta de superarme, por nunca faltarme en nada y hacer posible todo, por poner a mi lado a las personas que quiero y necesito en el momento más indicado, por colmarme de bendiciones te doy gracias Jesús.

Mis agradecimientos a todas y cada una de las personas que hicieron posible la ejecución del presente proyecto de titulación, en especial a mis padres que siempre estuvieron cerca para apoyarme en mis decisiones.

A mi directora de Tesis Ing. Ximena Hidalgo gracias por su tiempo, paciencia y dedicación para sacar a flote el presente proyecto. A mis profesores, gracias por la semilla de conocimiento que implantan en cada uno de sus alumnos. Un agradecimiento muy especial a los profesores: Dr. Marco Castro, Ing. Ciro Menéndez, Dr. Laureano Andrade, Ing. Luis Jaramillo, Ing. Milton Silva, Ing. Héctor Fuel, Ing. Marcelo Hidalgo e Ing. Gustavo Martínez.

A mi amor Elsita, gracias por todo tu apoyo para lograr cumplir mis metas profesionales, gracias por todo tu tiempo, tu paciencia, tu amistad, tu consejo, tu amor, tu cariño y tu perseverancia.

A mi gran amiga Anita, gracias por tu amistad sincera.

Un agradecimiento muy especial al grupo de aguas que conforman el sistema de riego “Miraflores”, gracias por depositar su confianza en mí y por hacer posible la realización del presente proyecto.

Miguel Ángel

DEDICATORIA

A Dios

A mi padre, Bolívar

A mi madre, Flor

A mis hermanos: Arturo, Marcia, Diana

Andrés, Jacqueline y Flor

A mi amor, Elsita

A mis amigos y compañeros

CONTENIDO

DECLARACIÓN II

CERTIFICACIÓN III

AGRADECIMIENTOS IV

DEDICATORIA V

RESUMEN XXI

ABSTRACT XXII

PRESENTACIÓN XXIII

CAPÍTULO 1 1

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES 1

1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 1

1.2 JUSTIFICACIÓN 1

1.3 OBJETIVOS 2

1.3.1 OBJETIVO GENERAL 2

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 2

1.4 MARCO TEÓRICO 2

1.4.1 FACTORES GENERALES A CONSIDERAR EN UN SISTEMA DE RIEGO 2

1.4.1.1 RELACIÓN SUELO – AGUA – PLANTA 3

1.4.1.2 CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO 3

B) PUNTO DE MARCHITEZ PERMANENTE (PMP) 4

C) INTERVALO DE HUMEDAD DISPONIBLE (IHD) 4

1.4.1.3 MÉTODOS DE MEDICIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL SUELO 5

1.4.1.4 INFILTRACIÓN 5

A) EFECTO DE LA TEXTURA DEL SUELO 7

1.4.1.5 EXTRACCIÓN DE AGUA POR LAS PLANTAS 8

1.4.1.6 EVAPOTRANSPIRACIÓN 9

1.4.1.7 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN 10

A) TANQUE DE EVAPORACIÓN CLASE A 11

B) MÉTODO DE PENMAN 12

1.4.2 EL RIEGO POR ASPERSIÓN 14

1.4.2.1 DEFINICIÓN 14

1.4.2.2 VENTAJAS 14

1.4.2.3 DESVENTAJAS 15

1.4.2.4 CONDICIONES ADECUADAS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO 16

1.4.2.5 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ASPERSIÓN 16

1.4.2.6 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN A GRAVEDAD.. 17

1.4.2.7 DISEÑO AGRONÓMICO 18

1.4.2.8 DISEÑO HIDRÁULICO 20

A) RAMAL DESCENDENTE 22

CAPÍTULO 2 26

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN MIRAFLORES ... 26

2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS 26

2.1.1 UBICACIÓN 26

2.1.2 ESTACIÓN METEOROLÓGICA 27

2.1.3 PRECIPITACIONES 28

2.1.4 TEMPERATURA 29

2.1.5 VIENTO 29

2.1.6 TOPOGRAFÍA 30

2.1.7 ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO 32

2.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS 33

2.2.1 POBLACIÓN 33

2.2.2 DERECHOS DE AGUA 35

2.2.3 DISTRIBUCIÓN DEL AGUA DE RIEGO 36

2.2.4 ORGANIZACIÓN PARA EL APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE LA ACEQUIA MIRAFLORES ALTO 37

2.2.5 PRODUCCIÓN AGRÍCOLA ACTUAL 39

2.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS 39

2.3.1 FUENTE DE ENERGÍA 39

2.3.2 FUENTE DE AGUA 40

2.3.3 OBRA DE TOMA 41

2.3.4 CANAL PRINCIPAL 44

2.3.5 RESERVORIO 45

2.3.6 RED DE DISTRIBUCIÓN 48

2.3.7 ASPERSORES 49

CAPÍTULO 3 50

DIAGNÓSTICO TÉCNICO 50

3.1 DEMANDA DE AGUA 50

3.2 CALIDAD DEL AGUA PARA FINES DE RIEGO 51

3.3 CALIDAD DEL SUELO AGRÍCOLA 52

3.4 NIVEL TECNOLÓGICO DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA 54

3.5 NIVEL DE PRODUCCIÓN SIN Y CON PROYECTO DE MEJORA 55

3.6 EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL ACTUAL SISTEMA DE RIEGO 58

3.6.1 EVALUACIÓN DE LA OBRA DE TOMA 59

3.6.2 CANAL DE ABASTECIMIENTO 61

3.6.3 RESERVORIO 65

3.6.4 TUBERÍAS 67

3.7 CONCLUSIONES DE LA EVALUCIÓN HIDRÁULICA 71

CAPÍTULO 4 74

DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA MEJORA Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO MIRAFLORES 74

4.1 REVESTIMIENTO DEL CANAL PRINCIPAL 75

4.2 SEPARACIÓN DE ARENAS, MATERIAL SÓLIDO Y FLOTANTE DEL AGUA DE RIEGO 77

4.2.1 RÁPIDA 79

4.2.1.1 TRANSICIÓN DE ENTRADA 80

4.2.1.2 RAMPA 82

4.2.1.3 TRAYECTORIA PARABÓLICA 82

4.2.1.4 CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA 83

4.2.2 CANAL DE ENTRADA 86

4.2.3 DISEÑO DE LA REJA 87

4.2.4 DISEÑO DEL DESARENADOR 89

4.3 IMPERMEABILIZACIÓN DEL RESERVORIO CON GEOMEMBRANA . 96

4.4 DISEÑO HIDRÁULICO APLICADO A LA MEJORA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN 103

4.4.1 DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO PARCELARIO…. 103

4.4.2 DISEÑO DE LAS ACOMETIDAS PARCELARIAS 105

4.4.3 TUBERÍAS PRINCIPALES O MATRICES 106

4.4.3.1 IMPLEMENTACIÓN DE UNA VÁLVULA REDUCTORA PROPORCIONAL 106

4.4.3.2 IMPLEMENTACIÓN DE VÁLVULAS LIMITADORAS DE CAUDAL. 111

4.4.3.3 IMPLEMENTACIÓN DE VÁLVULAS DE AIRE DE EFECTO COMBINADO 114

4.5 MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO MÍNIMO DEL SISTEMA 115

CAPÍTULO 5 118

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 118

5.1 CONCLUSIONES 118

5.2 RECOMENDACIONES 121

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 123

ANEXO N□ 1 126

CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN POR EL MÉTODO DE PENMAN 126

ANEXO N□ 2 128

DIAGRAMA DE MOODY 128

ANEXO N□ 3 130

PERFIL ESTRATIGRÁFICO EN ANCHOLAG 130

ANEXO N□ 4 132

SENTENCIA DE CONSECIÓN DEL DERECHO DE APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DE LA ACEQUIA MIRAFLORES ALTO 132

ANEXO N□ 5 135

LISTA DE USUARIOS DEL SISTEMA DE ASPERSIÓN MIRAFLORES 135

ANEXO N□ 6 138

EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACICÓN REAL Y POTENCIAL POR EL MÉTODO DE PENMAN PARA EL AÑO 2006. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS PERÍODO 2000-2007 138

ANEXO N□ 7 141

CÁLCULO DE LAS DOSIS DE RIEGO PARA EL PROYECTO MIRAFLORES 141

ANEXO N□ 8 143

RESULTADOS DEL ANALISIS FÍSICO – QUÍMICO DE AGUAS Y DE SUELOS DEL PROYECTO MIRAFLORES 143

ANEXO N□ 9 145

EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA OBRA DE TOMA 145

ANEXO N□ 10 148

EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL PRINCIPAL 148

ANEXO N□ 11 151

MODELACIÓN DE LA ACTUAL RED PRINCIPAL 1 EN WATERCAD 151

ANEXO N□ 12 153

MODELACIÓN DE LA ACTUAL RED PRINCIPAL 2 EN 153

ANEXO N□ 13 155

DETERMINACIÓN DE LA CANTIDAD DE AIRE GENERADA EN LA RED DE TUBERÍAS PRINCIPALES 155

ANEXO N□ 14 158

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD CRÍTICA PARA QUE EXISTA ARRASTRE DE LAS BOLSAS DE AIRE EN LAS TUBERÍAS PRINCIPALES158

ANEXO N□ 15 160

TIEMPOS MÍNIMOS DE APERTURA DE VÁLVULAS PARA EVITAR EL GOLPE DE ARIETE EN EL ACTUAL SISTEMA DE RIEGO MIRAFLORES. 160

ANEXO N□ 16 162

DISEÑO DE LA RÁPIDA A IMPLANTARSE EN EL CANAL PRINCIPAL..... 162

ANEXO N□ 17 164

DISEÑO DE LA REJA 164

ANEXO N□ 18 166

DISEÑO DEL NUEVO DESARENADOR..... 166

ANEXO N□ 19 169

REVESTIMIENTO DEL RESERVORIO CON GEOMEMBRANA 169

ANEXO N□ 20 171

CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO PROYECTADO POR EL MÉTODO DE ÁREAS PARCIALES..... 171

ANEXO N□ 21 173

TIPO Y NÚMERO DE ASPERSORES PARA CADA PARCELA 173

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Contenido de humedad del suelo a CC, PMP según su textura e IDH 4

Tabla 2. Coeficientes de cultivo (Kc) mensual del maíz y la papa..... 10

Tabla 3. Coeficiente Kt del tanque de evaporación clase A 12

Tabla 4. Valores de F según el mes..... 13

Tabla 5. Niveles estratigráficos y velocidad de infiltración del suelo en Miraflores33

Tabla 6. Lugares de trabajo de la PEA de la parroquia Juan Montalvo..... 34

Tabla 7. PEA del Cantón Cayambe según la actividad..... 34

Tabla 8. Plan de cultivo del maíz y la papa durante un año de producción..... 39

Tabla 9. Determinación de la calidad de las tierras del barrio Miraflores 52

Tabla 10. Valor de la producción agrícola (situación sin proyecto) 56

Tabla 11. Valor de la producción agrícola (situación con proyecto) 58

Tabla 12. Evaluación del canal principal. Tramo “a”..... 63

Tabla 13. Evaluación del canal principal. Tramo “b”..... 64

Tabla 14. Datos generales de la tubería de toma..... 67

Tabla 15. Velocidad crítica para que exista arrastre de aire en la Red Principal 170

Tabla 16. Principales conclusiones de la Evaluación Hidráulica..... 71

Tabla 17. Datos generales de la rápida..... 86

Tabla 18. Datos generales del canal de entrada a las obras de tratamiento..... 86

Tabla 19. Datos generales del nuevo desarenador de lavado intermitente..... 94

Tabla 20. Datos generales de los aspersores 103

Tabla 21. Calendario de riego aplicado al cultivo de maíz* en el barrio Miraflores (Ver plano 6)..... 104

Tabla 22. Coeficiente de caudal Kv de una válvula en “Y” - disco plano..... 108

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Relación suelo-agua-planta 3

Gráfico 2. Esquema de variación de la tasa de infiltración con el tiempo..... 6

Gráfico 3. Estimación de la infiltración en función de la textura del suelo 7

Gráfico 4. Extracción de agua por las plantas..... 8

Gráfico 5. Tanque Clase A 11

Gráfico 6. Riego por Aspersión en un cultivo de maíz..... 14

Gráfico 7. Tubería con distribución discreta de caudales..... 20

Gráfico 8. Ramal descendente con pérdidas mayores que el desnivel de los extremos del ramal ($h > H_g$) 23

Gráfico 9. Ramal descendente con Hg > h..... 24

Gráfico 10. Ubicación del proyecto de riego Miraflores 27

Gráfico 11. Histograma de precipitación media mensual en el período 2000-2007 28

Gráfico 12. Histograma de temperatura media mensual 29

Gráfico 13. Histograma de velocidad media mensual del viento..... 30

Gráfico 14. Organigrama estructural del Directorio del Canal de Riego Miraflores 38

Gráfico 15. Obra de toma existente (caudal concesionado)..... 43

Gráfico 16. Implantación general del reservorio 46

Gráfico 17. Corte longitudinal y transversal del reservorio 47

Gráfico 18. Aspersor Senniger 3023-2-3/4”M 49

Gráfico 19. Comparación entre la ETp obtenida con el método de Penman y la Ev observada en el tanque clase A en la estación meteorológica Tomalón Tabacundo 50

Gráfico 20. Caudales captados en la obra de toma 60

Gráfico 21. Sección transversal del canal en el tramo “a” 62

Gráfico 22. Sección transversal del canal en el tramo “b” 64

Gráfico 23. Capacidad de una válvula ventosa de 1” y de doble acción 69

Gráfico 24: Sección Transversal del Canal Principal 76

Gráfico 25: Planta de la implantación de las obras de tratamiento 78

Gráfico 26. Perfil de la implantación de las obras de tratamiento 79

Gráfico 27. Implantación de transición, rápida y canal de entrada 80

Gráfico 28. Mecánica de las ondas de transición convergentes en régimen rápido 81

Gráfico 29. Trayectoria parabólica en la rápida 83

Gráfico 30. Longitud del resalto en términos del calado aguas abajo d_2 85

Gráfico 31: Reja a implementarse en el actual sistema de riego 89

Gráfico 32. Dimensiones del nuevo desarenador..... 95

Gráfico 33. Modelo de diseño para el cálculo del espesor de la geomembrana .. 96

Gráfico 34. Longitud de desarrollo de una geomembrana con zanja de anclaje y fuerzas actuantes..... 98

Gráfico 35. Zanja de anclaje de la geomembrana..... 99

Gráfico 36. Mejora del reservorio del sistema de riego Miraflores..... 102

Gráfico 37. Válvula de reducción proporcional de la presión y esquema de funcionamiento..... 107

Gráfico 38. Diagrama de flujo de las válvulas de control hidráulicas..... 108

Gráfico 39. Guía general de cavitación para una válvula de control de operación hidráulica accionada por diafragma a) de disco plano y b) en forma de V..... 110

Gráfico 40. Ejemplo de instalación de una válvula reductora de presión 111

Gráfico 41. Válvula limitadora de caudal..... 112

Gráfico 42. Sistema limitador de caudal..... 113

Gráfico 43. Esquema del tanque rompe - presión..... 114

Gráfico 44. Caudales de aire, vacío y acción automática en función de la presión diferencial. 115

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 1. Trabajos de topografía a) en zona ondulada y b) en zona plana……31

Foto 2. Pendiente del terreno aprovechada como fuente de energía. Calle Patricio Romero por cual desciende la tubería principal 1……..…40

Foto 3. Panorámica de la ubicación de la obra de toma……...41

Foto 4. Elementos principales de la obra de toma……..42

Foto 5. Acequia Miraflores Alto……..44

Foto 6. Reservorio del sistema de riego por aspersión Miraflores……..45

Foto 7. a) Muestreo de las aguas de la acequia Miraflores Alto y b) Muestreo de suelo del barrio Miraflores para el análisis en laboratorio……51

Foto 8. Cultivos de maíz en el barrio Miraflores. a) En 4 de las 5 parcelas observadas se cultiva maíz y b) Parcela con cultivo de tomate de árbol (izquierda) junto a una parcela con cultivo de maíz (derecha)……...57

Foto 9. Compuerta de admisión……...…59

Foto 10. Compuerta de limpieza continua de la obra de toma.……....61

Foto 11. Vertedero de excesos.……....61

Foto 12. Canal de abastecimiento. a) Tramo abierto en suelo natural y b). Tramo hormigonado..……62

Foto 13. Pérdidas por infiltración en el reservorio……..…65

Foto 14. Reservorio y antiguo desarenador del sistema Miraflores…….66

RESUMEN

Las actividades agropecuarias son la base de la alimentación y la sobrevivencia de la humanidad, razón por la cual la tarea del ingeniero de riego es diseñar sistemas que eleven la producción con menos recursos y a menor costo.

Además, el regante debe conseguir el uso eficiente de los recursos mediante la programación de riegos que garantice la entrega de la cantidad necesaria de agua a los cultivos y en el momento adecuado.

La parroquia Juan Montalvo del cantón Cayambe cuenta con un sistema parcelario de riego por aspersión, el mismo que ha sido paralizado por varias ocasiones debido a fallas técnicas en la red de distribución.

En el presente proyecto de titulación se investigan las posibles causas del mal funcionamiento del actual sistema Miraflores incluyendo la evaluación de las siguientes estructuras hidráulicas: obra de toma, canal principal, reservorio, red de distribución y conducción; para posteriormente plantear medidas sustitutivas que contrarresten el problema de una manera viable que vayan acorde con las necesidades del sector.

Con la ejecución de la propuesta de mejora, los habitantes del sector tendrán la oportunidad de cultivar productos tradicionales de ciclo corto en todos los meses del año lo que conlleva a un cambio positivo al garantizar la seguridad alimentaria y la obtención de algún excedente económico que permita el incremento del flujo comercial dentro de la zona del proyecto.

Al restablecer el riego en el sector se contrarresta el desempleo existente en la zona de estudio armonizando el tiempo de trabajo y la rentabilidad de la producción agrícola, viabilizando de esta forma el actual proyecto de mejora y ampliación del sistema Miraflores.

ABSTRACT

The diet and survival of mankind are based on agricultural and livestock activities; for this reason, the duty of an irrigation engineer is to design systems that increase production with fewer resources at lower costs.

Furthermore, the irrigator must use the resources efficiently by planning irrigations that guarantee the necessary water supply to the farming at the right time.

The Juan Montalvo parish in Cayambe canton has a sprinkler irrigation system, which has been brought to a standstill on several occasions due to technical faults in the distribution network.

This thesis project aims to research the potential reasons for the malfunction of the current Miraflores system including the assessment of the following hydraulic structures: intake work, main cannal, reservoir, distribution and conduction network; and subsequently, find feasible solutions to the problem in accordance with the needs of the sector.

By executing this improvement proposal, the inhabitants of the aforementioned area will be able to cultivate short-term traditional products every month of the year, which leads to a positive change, since it guarantees food production and economic surpluses in order to increase the trade flow within the project area.

Watering restoration will help counteract the unemployment rates in the research area by harmonizing the working hours with the agricultural production profitability, which will make the current project for the improvement and widening of the Miraflores system viable.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto tiene como objetivo evaluar, mejorar y ampliar el sistema de riego por aspersión Miraflores ubicado en la parroquia Juan Montalvo del cantón Cayambe, debido a que por mal funcionamiento este sistema no satisface los requerimientos de los usuarios por los daños constantes que ha sufrido la red de distribución y por el aumento en la demanda de riego.

A medida que la población crece, la demanda de agua para fines agrícolas también aumenta, es así que inicialmente eran 56 familias las que conformaban el grupo de riego Miraflores y actualmente este número se elevó a 71 familias por lo que es indispensable proteger las fuentes de agua y limitar al mínimo las pérdidas poder cubrir con los requerimientos de riego.

Resulta fundamental incorporar nuevas tecnologías agronómicas e hidráulicas aplicadas al riego para mejorar el diseño, manejo y funcionamiento de los sistemas y así conseguir un balance económico entre siembra y cosecha.

El capítulo uno ha sido desarrollado en el contexto de un conocimiento generalizado de la base teórica para el desarrollo del presente proyecto.

En el capítulo dos se analiza las características físicas, técnicas y socioeconómicas del actual sistema de riego.

En el capítulo tres se hace el diagnóstico técnico del actual sistema para posteriormente, en el capítulo cuatro, plantear medidas hidráulicas sustitutivas que garanticen una buena eficiencia del riego.

Finalmente, en el capítulo cinco, se concluye acerca del actual proyecto de titulación y se recomienda en base a la ejecución del proyecto de mejora y ampliación del sistema de riego por aspersión Miraflores.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El barrio Miraflores de la parroquia Juan Montalvo cuenta con un sistema parcelario de riego por aspersión, el cual fue ejecutado por los beneficiarios del proyecto en colaboración técnica y económica del Municipio de Cayambe. Actualmente este sistema de riego no está en funcionamiento, debido a fallas de carácter técnico y por tal razón las labores agrícolas se realizan solamente en época invernal, a pesar de la presencia del caudal necesario (durante todo el año) para el riego de las 36 ha distribuidas en 115 parcelas que abarca el actual proyecto de mejora y ampliación.

El actual sistema de riego por aspersión Miraflores cubre una superficie de 26 ha e involucra un grupo de 56 familias que carece de un eficiente riego. El recurso hídrico fue suministrado por un sistema de aspersión, que funcionó hasta que el grupo se vio obligado a paralizar las labores agrícolas bajo riego tecnificado a causa de constantes roturas en las tuberías, mismas que han tenido que ser reemplazadas en varias ocasiones con recursos de los propios moradores. A esto se suma la demanda de agua de riego de otro grupo de 15 familias que pese a estar dentro del sector carecen de agua para fines de riego.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Ante esta problemática, las 71 familias han gestionado el actual proyecto de mejora del sistema de riego por aspersión Miraflores, con el fin de cultivar sus terrenos en cualquier época del año, ya que este sistema por ser una lluvia simulada se adapta a la mayoría de cultivos y a la topografía ondulada del lugar.

La presente propuesta de aplicación, para el mejoramiento del sistema de riego por aspersión, deberá estar acorde a las necesidades económicas actuales de los agricultores y a

las necesidades hídricas de los cultivos y así ir transformando la actividad agrícola de un sistema de autoconsumo a un sistema comercial con rentabilidad.

Al final del proyecto se espera plantear una propuesta hidráulica de mejora y ampliación del sistema, que permita cultivar productos tradicionales de ciclo corto en cada parcela beneficiaria y garantice una óptima producción agrícola que permita generar un incremento en la calidad de vida de los habitantes del barrio Miraflores.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

- Evaluar, mejorar y ampliar el sistema de riego por aspersión Miraflores de la parroquia Juan Montalvo del cantón Cayambe

1.3.2 Objetivos específicos

- Analizar las características fundamentales físicas, técnicas y socioeconómicas del actual Sistema de Riego Miraflores

- Evaluar el funcionamiento del actual sistema de riego para identificar y resolver los problemas de operación en cada uno de sus elementos

- Plantear los requerimientos para la ampliación del sistema

- Realizar el diseño hidráulico del nuevo sistema de riego, aplicado al mejoramiento de su infraestructura y a la optimización del recurso hídrico, incluyendo el área de ampliación asignada al proyecto Miraflores

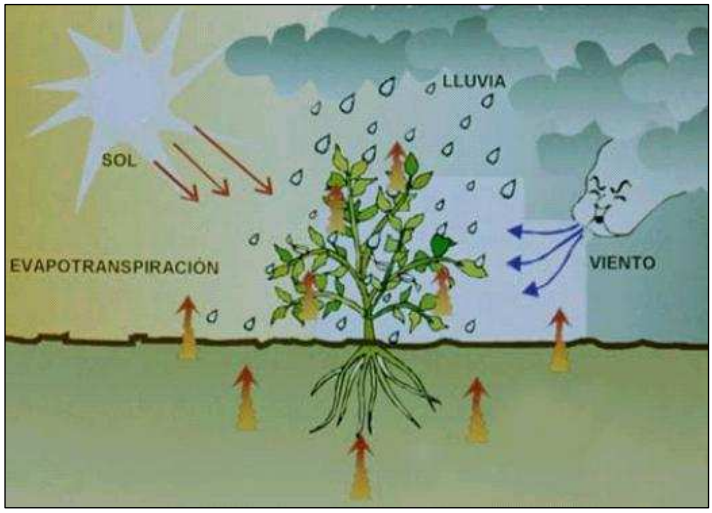
1.4 MARCO TEÓRICO

1.4.1 FACTORES GENERALES A CONSIDERAR EN UN SISTEMA DE RIEGO

1.4.1.1 Relación suelo – agua – planta

Para suministrar el riego apropiado a los cultivos, es necesario conocer la relación de los factores suelo, agua y cultivo de interés; para esto, se debe conocer las propiedades físicas del suelo y la fisiología de las plantas que a la vez afectan al movimiento, retención y consumo de agua por los cultivos y que deben ser considerados en el diseño, instalación, operación y conservación de los sistemas de riego.

Gráfico 1. Relación suelo-agua-planta



Fuente: HURTADO L., p 431

1.4.1.2 Contenido de agua en el suelo

El suelo está compuesto por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. La primera fase constituye las partículas minerales y la materia orgánica, mientras que los poros del suelo están ocupados por aire o agua. El tamaño de estos espacios dependerá del tipo, textura y volumen del suelo que a su vez retendrá mayor o menor cantidad de agua.

De la cantidad de agua presente en el suelo sólo una parte estará disponible para las plantas, debido a que este recurso es retenido entre los niveles de humedad denominados capacidad de campo y punto de marchitez permanente.

a) Capacidad de campo (CC)

Conocido también como límite máximo, es el porcentaje de humedad que es retenido a una tensión de 1/3 de atm aproximadamente y es la medida de mayor cantidad de agua que un suelo retiene bajo condiciones de saturación hídrica, después de haber drenado libremente durante 2 o 3 días. [1]

b) Punto de marchitez permanente (PMP)

También llamado límite mínimo, es el porcentaje de humedad retenido a una tensión aproximada de 15atm en la cual las plantas no pueden reponer el agua necesaria para cumplir sus funciones vitales y sufren una marchitez permanente. En términos de tipo de agua, el PMP representa el agua que se encuentra fuertemente retenida por diferentes fuerzas en el suelo (gravedad, capilares, osmóticas y absorción) que dificultan su aprovechamiento por las plantas.

c) Intervalo de Humedad disponible (IHD)

La humedad disponible es el agua utilizable por las plantas en la zona de crecimiento radicular y puede determinarse mediante la diferencia entre los contenidos de agua a CC y a PMP. A la vez, esta fracción de agua del suelo puede perderse por evaporación o variar con el consumo de las plantas.

Tabla 1 Contenido de humedad del suelo a CC, PMP según su textura e IDH

TEXTURA	Punto de Marchitez	Capacidad de Campo	Agua disponible
	(agua por m de profundidad de suelo)		
	(mm)	(mm)	(mm)
Arena Media	25	100	75
Arena Fina	33	125	92
Franco Arenoso	50	167	117
Franco Arenoso Fino	67	217	150
Franco	100	267	167
Franco Limoso	117	292	175
Franco Arcilloso	150	317	167
Arcilloso	217	333	117

Fuente: Departamento de agricultura de los E.E.U.U. (USDA)
Modificado por: Miguel Aguirre

[1] CISNEROS Rodolfo. 2003. p 39

1.4.1.3 Métodos de medición del contenido de humedad en el suelo

Es fundamental medir el contenido de humedad en un suelo a fin de conocer cuánto y cuándo regar los cultivos. Obtener estimaciones fiables del contenido de humedad en el suelo es complicado, debido a que la distribución de las raíces no es uniforme y las características físicas del suelo no son constantes para toda el área de riego, por tanto se tiene defectos en el reparto del agua. [2]

El contenido de humedad de un suelo puede ser medido por métodos directos: gravimétrico y volumétrico, e indirectos: tensiómetro, campana extractora de humedad, sonda de neutrones, bloque de yeso, entre otros. El método gravimétrico es el método que ha sido usado para determinar el contenido de humedad en el presente proyecto, el mismo que se describe a continuación:

Este método expresa el contenido de humedad en relación a los pesos del agua y del suelo seco. El método gravimétrico consiste en tomar una muestra representativa de suelo y pesarla para obtener el peso de suelo húmedo (Ph), posteriormente se debe secar la muestra en un horno a 105ºC y volverla a pesar para obtener el peso de suelo seco (Ps) y se determina la cantidad de agua que tenía el suelo (θ_g) mediante la siguiente ecuación: [3]

$$\theta_g = \frac{Ph - Ps}{Ps} \qquad \textbf{(1. 1)}$$

1.4.1.4 Infiltración

Es la capacidad que tiene el suelo para absorber agua que ha sido aplicada mediante riego o a través de las precipitaciones. Este concepto es uno de los más importantes en la práctica ya que interviene en la determinación de la cantidad de agua que se debe aplicar al suelo en condiciones específicas. Por otro lado, la velocidad de infiltración del suelo es un factor fundamental en el diseño de los diferentes sistemas de irrigación, ya sean estos gravitacionales (surcos, melgas, etc.) o a presión (aspersión, micro aspersión, goteo o

[2] TARJUELO José. 2005

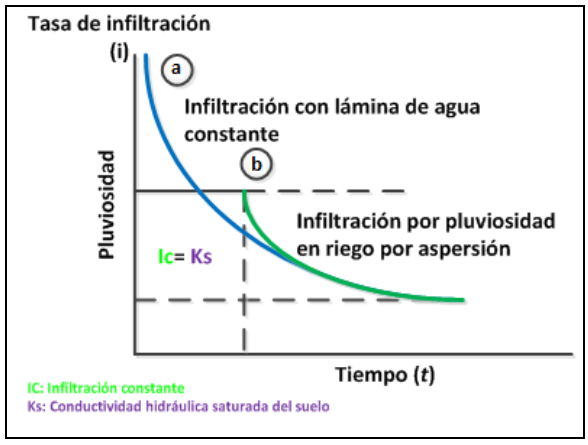
[3] ZIMMERMAN J., 1970

exudación). De esta propiedad del suelo depende el tiempo de riego y su planificación a nivel de parcelas. [4]

La capacidad del agua para infiltrarse en un suelo, se puede dar en diferentes direcciones: horizontal, vertical y espacial. Para fines de planificación de riego, el parámetro más importante y común a considerar es la infiltración vertical que experimentalmente considera una columna homogénea y suficientemente profunda de suelo bajo una lámina de agua de altura constante. El flujo del agua que entra en el suelo, llamada velocidad de infiltración disminuye con el tiempo. Si el experimento dura un largo tiempo, la velocidad de infiltración tiende a un valor constante (Ver gráfico 2a).

La misma columna de suelo bajo riego por aspersión a una determinada pluviosidad, tiene una infiltración igual a dicha pluviosidad. La tasa de infiltración está limitada por la pluviosidad aplicada más que por el perfil del suelo (Ver gráfico 2b).

Gráfico 2. Esquema de variación de la tasa de infiltración con el tiempo
a) Infiltración para una superficie encharcada y **b)** para una pluviosidad en riego por aspersión



Fuente: TARJUELO J., 2005
Modificado por: Miguel Aguirre

Mientras la pluviosidad sea menor que la capacidad de infiltración del suelo, el agua se infiltra tan rápido como sea aplicada. Sin embargo, la infiltración puede llegar a ser menor

[4] HURTADO, Lorenzo

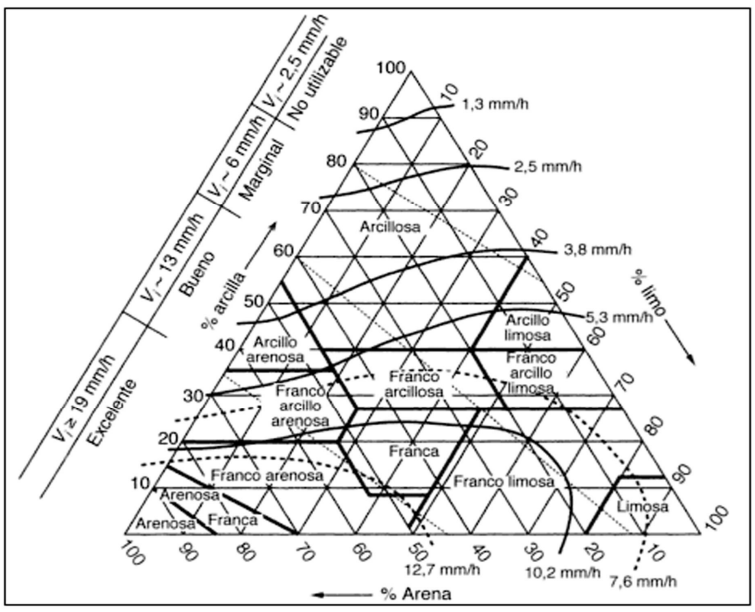
que la pluviosidad después de un cierto tiempo y es allí cuando el agua tiende a encharcarse y la infiltración pasa a ser controlada por el suelo.[5]

a) Efecto de la textura del suelo

La textura del suelo influye directamente en la infiltración del agua, por ejemplo en un suelo arenoso la velocidad de infiltración será mayor que en un suelo arcilloso. En este último, el agua se moverá lentamente debido a la resistencia al flujo en los microporos causada por el hinchamiento de los coloides y por la presencia burbujas de aire atrapadas.

Además, las fuerzas de adhesión y cohesión determinan el flujo del agua por capilaridad a través de los poros del suelo. El movimiento del agua dependerá de la diferencia de tensión (presión negativa) entre láminas de agua de diferentes espesores alrededor de las partículas del suelo. El movimiento se produce de láminas gruesas a delgadas y de una superficie de baja tensión (mucha agua) hacia una superficie de alta tensión (poca agua). Conforme la humedad penetra en el suelo, y satura las capas superiores, su velocidad disminuye debido a la mayor resistencia del suelo y a la reducción en el diámetro de los poros hasta llegar a un valor constante denominado infiltración básica.

Gráfico 3. Estimación de la infiltración en función de la textura del suelo



Fuente: TARJUELO J., 2005

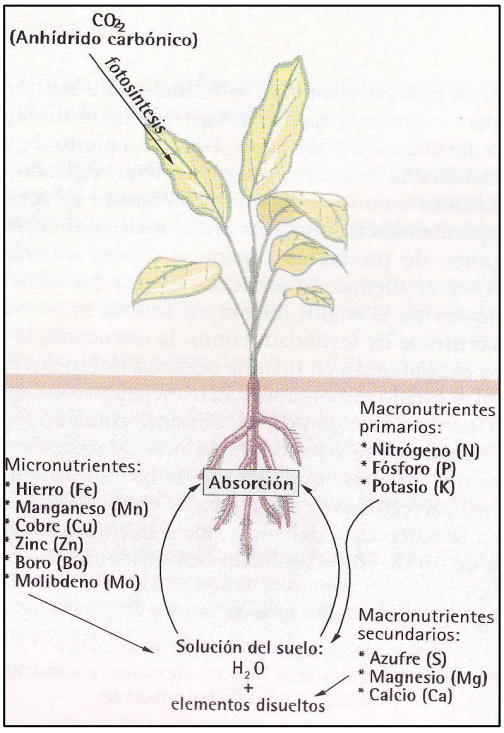
[5] TARJUELO. Op. Cita

1.4.1.5 Extracción de agua por las plantas

Para el diseño de un sistema de riego eficiente se debe conocer la capacidad de extracción de agua por las especies vegetales presentes en la zona de interés. La cantidad de agua a aplicarse a un suelo dependerá de la profundidad radicular, textura del suelo, CC, PMP, entre otros. El tipo de sistema radicular que desarrolla una planta puede ser alterado por la presencia de capas duras como: arenas o gravas en el perfil del suelo. También, las raíces presentan dificultad para crecer en suelos secos y en suelos con problemas de drenaje.

A medida que las raíces extraen agua se produce un aumento de la tensión de humedad alrededor de las partículas del suelo, generándose un movimiento de agua hacia estos puntos de absorción. Por otro lado, la solución del suelo (agua + iones) contiene determinada cantidad de sales y como consecuencia desarrolla una presión osmótica que retarda la absorción de agua por las raíces de las plantas. [6]

Gráfico 4. Extracción de agua por las plantas



Fuente: Enciclopedia práctica de la agricultura y ganadería. Grupo Océano

[6] HURTADO. Op. Cita

1.4.1.6 Evapotranspiración

Este proceso se refiere al agua usada por las plantas en la transpiración más la evaporada directamente desde la superficie del suelo. Generalmente, la evapotranspiración se mide en mm/día o mm/mes y depende de la interacción de factores climáticos, botánicos, edáficos, así como del manejo de los cultivos.

La evapotranspiración puede ser estimada mediante dos criterios descritos a continuación: la evapotranspiración de referencia (ETo) que tasa en forma directa el agua evaporada por un suelo cubierto con un cultivo específico, estándar o de referencia (habitualmente gramíneas o alfalfa de 8 a 15 cm de altura uniforme) y la evapotranspiración potencial (ETp) que tasa la máxima cantidad de agua que puede evaporarse desde un suelo totalmente cubierto de vegetación a condiciones optimas y sin limitaciones a la disponibilidad de agua. Muchas veces la ETo y la ETp han sido consideradas equivalentes ya que las ambas dependen únicamente de las condiciones climáticas.

Para determinar la cantidad de agua real que es utilizada en este proceso, se utiliza el término de evapotranspiración real (ETr) o evapotranspiración de cultivo (ETc) que se expresa en mm/día y se determina corrigiendo la ETp con un coeficiente de cultivo (Kc) dependiendo de las características edáficas de cada especie.

$$ETr = ETc = ETp \times Kc \quad \text{con} \quad ETp \approx ETo \qquad \textbf{(1. 2)}$$

La ETc es baja en las primeras etapas de crecimiento vegetal y se incrementa a medida que la planta incrementa su altura y área foliar hasta alcanzar un máximo en la etapa de fructificación y disminuye progresivamente en la etapa de cosecha.

El Kc depende fundamentalmente de las características propias de cada especie así como de su estado de desarrollo y etapas fenológicas que varían a lo largo del tiempo. A continuación se muestra valores del Kc del maíz y la papa siguiendo el plan de cultivos en el proyecto actual.

Tabla 2. Coeficientes de cultivo (Kc) mensual del maíz y la papa

MAIZ					PAPA					MAIZ	
ene	**feb**	**mar**	**abr**	**may**	**jun**	**jul**	**ago**	**sep**	**oct**	**nov**	**dic**
0.81	1.05	1.06	0.97	0.87	0.35	0.57	1.335	1.338	1.25	0.45	0.56

Fuente: MAGAP

1.4.1.7 Métodos para el cálculo de la evapotranspiración

Entre los métodos directos más conocidos para el cálculo de la evapotranspiración se encuentran aparatos específicos como: lisímetro, evapotranspirómetro de Thornthwaite, evaporímetro de Piché, atmómetros de Livingston, cuyas ventajas se ven reflejadas en la obtención de datos reales de evapotranspiración basados en el establecimiento de un balance hídrico en tiempos cortos. Sin embargo, estos aparatos son de alto costo y es difícil reconstruir las condiciones de suelo-planta idóneas para su aplicación.

También existen métodos indirectos, que sirven para estimar la evapotranspiración a partir de datos climáticos, entre los que se encuentra el tanque clase A y es el más utilizado en el mundo por su sencillez, facilidad de instalación, lectura e interpretación de resultados. Además, para la estimación de la evapotranspiración, se encuentran varios métodos empíricos que emplean fórmulas de varios autores como: Thornthwaite, Blaney y Criddle; Christiansen y Yépez; Hargreaves, Kutter y el método de Penman que hace estimaciones muy acertadas en una variedad de condiciones con respecto a datos obtenidos en forma directa por lisímetros. [7]

Los valores de evapotranspiración obtenidos con fórmulas empíricas aplicadas a una zona en particular con ciertas características climáticas, se relacionan con los registros de evaporación del tanque clase A de una estación meteorológica cercana a dicha zona. A continuación se describe el tanque clase A y el método de Penman mismos que han sido utilizados en el presente proyecto.

[7] Valverde Juan Carlos. Riego y Drenaje, 1999

a) Tanque de evaporación clase A

Un método con el cual se está obteniendo resultados excepcionales, es el de relacionar la evapotranspiración del cultivo con la evaporación de una superficie libre de agua en el tanque de evaporación tipo A.

El tanque de evaporación permite estimar los efectos combinados de radiación solar, viento, temperatura y humedad sobre la evaporación de una superficie de agua libre. De modo análogo se puede mencionar que el cultivo responde a las mismas variables climáticas que una superficie de agua expuesta a condiciones atmosféricas.

El tanque tipo A es circular de 121cm de diámetro y 25.5cm de profundidad. El material utilizado para su confección es hierro galvanizado de 0.8mm de espesor y va montado sobre un marco de madera con intersticios de 15cm de altura sobre la superficie del suelo. Una vez instalado el marco, deberá rellenarse con tierra, de tal manera que quede un espacio de aire de 5cm entre la base del tanque y el terreno evaluado. El tanque deberá estar bien nivelado y lleno con agua hasta alcanzar una altura libre de 5cm del borde superior, impidiendo que el nivel disminuya más allá de 7.5cm del borde. Ello implica que la altura de agua no debe variar más allá de 2.5cm, lo que significa que durante los días de intenso calor, éste debe ser llenado muy frecuentemente. El tanque contiene un micrómetro que permite estimar el nivel del agua y las lecturas se realizan a una hora fija (pudiendo ser de 7am y 7pm) con lo que se tiene valores diarios de evaporación de la lámina de agua.

Gráfico 5. Tanque Clase A

Fuente: Enciclopedia práctica de la agricultura y ganadería. Grupo Océano

Este método relaciona la evaporación (E) del agua contenida en el tanque con la evapotranspiración potencial (ETp) mediante la siguiente relación:

$$ETp = E \times Kt \qquad \textbf{(1. 3)}$$

Donde:

ETp = Evapotranspiración potencial (mm/d)

E = Evaporación del tanque clase A (mm/d)

Kt = Coeficiente del tanque que varía con el clima de la región y medio que lo circunda y se lo obtiene de la tabla 3:

El cultivo alrededor del cual se coloca el tanque, no tiene que ser de crecimiento alto, por lo que es aconsejable cultivos de pastos para la mayor aproximación del método.

Tabla 3. Coeficiente Kt del tanque de evaporación clase A

VELOCIDAD DEL VIENTO (m/s)	**RADIO DE CULTIVO (m)**	**CASO A: Tanque situado sobre pasto o cultivo**			**RADIO DE SUELO DESNUDO (m)**	**CASO B: Tanque situado sobre suelo desnudo**		
		Humedad relativa media (%)				**Humedad relativa media (%)**		
		Bajo < 40	**Medio 40-70**	**Alto > 70**		**Bajo < 40**	**Medio 40-70**	**Alto > 70**
Ligero < 2	0	0.55	0.65	0.75	0	0.70	0.80	0.85
	10	0.65	0.75	0.85	10	0.60	0.70	0.80
	100	0.70	0.80	0.85	100	0.55	0.65	0.75
	1000	0.75	0.85	0.85	1000	0.50	0.60	0.70
Moderado 2 – 5	0	0.50	0.60	0.65	0	0.65	0.75	0.80
	10	0.60	0.70	0.75	10	0.55	0.60	0.70
	100	0.65	0.75	0.80	100	0.50	0.60	0.65
	1000	0.70	0.80	0.80	1000	0.45	0.55	0.60
Fuerte 5 – 8	0	0.45	0.50	0.60	0	0.60	0.65	0.70
	10	0.55	0.60	0.65	10	0.50	0.55	0.65
	100	0.60	0.65	0.70	100	0.45	0.50	0.60
	1000	0.65	0.70	0.75	1000	0.40	0.45	0.55

Fuente: CISNEROS R. 2003

b) Método de Penman

Este método estima la evaporación de una lámina de agua y fue desarrollado para un cultivo de pasto corto, de altura uniforme, en producción activa y con adecuado suministro

de agua. El cálculo de la evaporación por el método de Penman se la realiza con el empleo de la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\Delta\ Rn + \lambda\ Ea}{\Delta + r} \qquad \textbf{(1. 4)}$$

Donde:

E = Evaporación desde la superficie libre del agua (mm)

Δ = Pendiente de la curva tensión de vapor *vs* temperatura

Rn = Radiación neta (mm/día) se calcula con la siguiente expresión

λ = Cte. = 0.27 mmHg/ºF = 0.486 mmHg/ºC

Ea = Poder de evaporación de la atmósfera (mm/día)

r = Coeficiente de reflexión del agua que varía entre 0.03 y 0.1

Las fórmulas adicionales para cálculo de los elementos de la ecuación 1.4 se encuentran en el anexo 1.

La expresión para Calcular Ea fue desarrollada para una superficie a completa saturación en la cual el coeficiente de reflexión (r) es un valor muy pequeño, parecido al del agua. Con el método de Penman se puede calcular directamente la evapotranspiración potencial introduciendo el coeficiente de reflexión del cultivo (r_c) en vez del coeficiente (r) del agua, siendo este valor de 0.17 común para el maíz y la papa que son las especies vegetales que se encuentran dentro del plan de cultivos del actual proyecto. Otra forma para calcular la evapotranspiración es multiplicando la evaporación (E) por un factor reductor (F) correspondiente a cada mes del año de cultivo (Ver tabla 4).

Tabla 4. Valores de F según el mes

F	MESES
0.6	desde noviembre hasta febrero
0.7	marzo, abril, septiembre y octubre
0.8	desde mayo hasta agosto

Fuente: Martínez P., 2005, p57

1.4.2 EL RIEGO POR ASPERSIÓN

1.4.2.1 Definición

Se denomina riego por aspersión a la aplicación de agua a la superficie del suelo, rociándola a manera de una lluvia artificial la cual se forma debido a que la fuente hídrica fluye a presión a través de pequeños orificios o boquillas.

En la actualidad, el riego por aspersión es uno de los métodos más utilizados debido a que el riego logra una alta eficiencia de aplicación del agua en el suelo y se ve reflejado en mayores volúmenes de producción agrícola a costos de inversión moderados.

Gráfico 6. Riego por Aspersión en un cultivo de maíz

Fuente: http://www.eladelantado.com

1.4.2.2 Ventajas

Entre las ventajas que se puede enumerar en los sistemas de aspersión están las siguientes:

- Alta eficiencia de aplicación de agua (entre 70 a 80%) y uniformidad en la penetración en el perfil del suelo

- Se puede aplicar en terrenos con pendientes fuertes (hasta un 15%)[8]

- Puede ser utilizado en todo tipo de suelo según su textura

- Con este sistema se facilita el control de la lámina de riego aplicada

- Se puede aplicar junto con el riego de fertilizantes y pesticidas líquidos o solubles, con una mayor eficiencia, reduciendo el costo de aplicación comparado con el riego por superficie.

- Se economiza en el uso de la mano de obra y la dependencia del regante es mucho menor

- Es fácil incorporarlo a plantaciones permanentes ya establecidas, además de irrigar terrenos que por sus accidentes topográficos no pueden ser irrigados por superficie.

1.4.2.3 Desventajas

Entre las principales desventajas del riego por aspersión se tiene las siguientes:

- La inversión inicial es alta

- Existe limitación a ciertos cultivos. La aspersión puede ocasionar daños en algunos cultivos como es el caso de las flores.

- El viento es un factor que puede distorsionar la distribución del agua

- Puede haber pérdida de agua, por evaporación y por acción del viento, la cual en algunos casos puede ser alta y difícil de estimar.

- Puede existir lavado de insecticidas ya que estos, en su gran mayoría, son de contacto

[8] SEOANES, M., 2004, p340

- Si los suelos son muy pegajosos (limosos o arcillosos) puede haber problema para mover el equipo de riego

- Se requiere el uso de agua limpia (aunque no es un parámetro estricto como en el caso del riego por goteo)

- Existe un requerimiento alto de energía (40 a 60mca)

1.4.2.4 Condiciones adecuadas para la aplicación del método

Las condiciones en las que es indicado utilizar la aspersión son básicamente las siguientes:

- Vientos ligeros (< 2m/s) y moderados (entre 2 - 5m/s)

- La aspersión se adapta bien a topografías accidentadas y a terrenos planos

- La presión mínima necesaria para conseguir un uniforme riego en toda la parcela es de 20mca

- Agua pretratada contra sedimentos de forma básica (arenas)

- Conocimiento y habilidad del agricultor para el adecuado uso del sistema de riego por aspersión

1.4.2.5 Clasificación de los sistemas de aspersión

Los clasificamos en función de la movilidad de los diferentes elementos del sistema, ya que así se facilita la comprensión de su funcionamiento y de los costos de inversión necesarios. Con carácter previo, podemos hablar de sistemas convencionales y no convencionales (sistemas automecanizados) atendiendo a la disposición que adoptan en el campo y la utilización de maquinaria adicional. A continuación se destacan los siguientes métodos de riego por aspersión:

- Sistemas fijos. Son aquellos en los que todas las tuberías de distribución se encuentran enterradas permitiendo adecuarse a cualquier forma de parcela y marco de riego. En este sistema el cambio de posturas se lo realiza mediante la apertura y cierre de válvulas, lo que posibilita su automatización.

- Sistemas semifijos. Son aquellos que constan generalmente de una tubería principal enterrada y trazada por el centro de la parcela y disponen de un conjunto de hidrantes donde se conectan los ramales porta aspersores móviles, mismos que suelen ser conexiones de mangueras de polietileno (PE).

- Sistemas móviles. Generalmente están constituidos por una red de tuberías principales de policloruro de vinilo (PVC) enterradas a las que van unidas las tuberías secundarias (PVC) y de las cuales puede derivarse tuberías terciarias (PE) que van conectadas a las bocas de riego con un acople rápido para el tubo porta aspersores.

El nuevo sistema de riego será diseñado con ramales semifijos, cuyo diseño hidráulico será detallado en el capítulo 4.

1.4.2.6 Componentes de un Sistema de Riego por Aspersión a gravedad

Se entiende por sistema de riego al conjunto de instalaciones técnicas que garantizan la organización y mejoramiento de las tierras mediante la aplicación del recurso hídrico existente. Todo sistema de riego por aspersión consta de los siguientes elementos fundamentales[9]:

- Fuente de regadío
- Obra de toma del agua de riego
- Canal principal
- Reservorio
- Red de conducción y distribución o tuberías de diferente orden (1º, 2º, 3º)

[9] AIDÁROV, GOLOVÁNOV, MAMÁEV, 1985

- Instalaciones necesarias para garantizar el riego (válvulas, tanques, etc.)

- Emisores o aspersores

1.4.2.7 Diseño Agronómico

El diseño agronómico aborda la adecuación del sistema a todos aquellos aspectos relacionados con las condicionantes del medio de desarrollo del cultivo (clima, suelo, cultivos, parcelación, etc.). El diseño agronómico se desarrolla en tres fases que son:

a) Estimación de las necesidades de los cultivos por medio del cálculo de la evapotranspiración

b) Determinación de los parámetros de riego: dosis, frecuencia de riego, duración, número de emisores por postura, caudal necesario, etc.

c) Disposición de los emisores en el campo

A continuación se presenta el proceso de cálculo agronómico para la disposición de las tuberías

$$IHD\ (mm) = (CC\text{-}PMP)\ da\ Z\ (mm) \qquad \textbf{(1. 5)}$$

$$Dn\ (mm) = IHD\ (mm)\ DPM\ P\ (\%) \leftrightarrow I = Dn\ (mm) / ETc\ (mm/día) \qquad \textbf{(1. 6a y b)}$$

$$\downarrow$$

$$Db\ (mm) = Dn\ (mm) / Ea \qquad \textbf{(1. 7)}$$

$$\downarrow$$

$$tr\ (h) = Db\ (mm) / Pms\ (mm/h) \rightarrow NPd\ (postu/día) = Trd\ (h/día) / tr\ (h) \qquad \textbf{(1. 8a y b)}$$

$$\updownarrow$$

$$Pms\ (mm/h) = q_a\ (l/h) / Am\ (m^2) \qquad \textbf{(1. 9)}$$

Donde:

IHD = Intervalo de humedad disponible

CC = Capacidad de campo

PMP = Punto de marchitez permanente

da = Densidad aparente (t/m^3)

Z = Profundidad radicular en m

Dn = Dosis neta máxima por capacidad de retención de agua en el suelo (mm)

DPM = Déficit permisible de manejo del agua en el suelo para producir el mejor balance económico (%) generalmente 40%

P = Porcentaje mínimo de suelo mojado, ≈ 70%

I = Intervalo máximo entre riegos (días)

ETc = Evapotranspiración del cultivo (mm/día)

Db = Dosis bruta máxima

Ea = Eficiencia de aplicación estimada (%) generalmente 0.9

tr = Duración del riego por postura (horas)

Pms = Precipitación media del sistema, la cual no debe superar la velocidad de infiltración para determinado tipo de suelo (mm/h)

Trd = Tiempo disponible de riego al día, generalmente 20 h/día

NPd = Número de posturas al día

q_a = Caudal nominal del aspersor de trabajo (l/h)

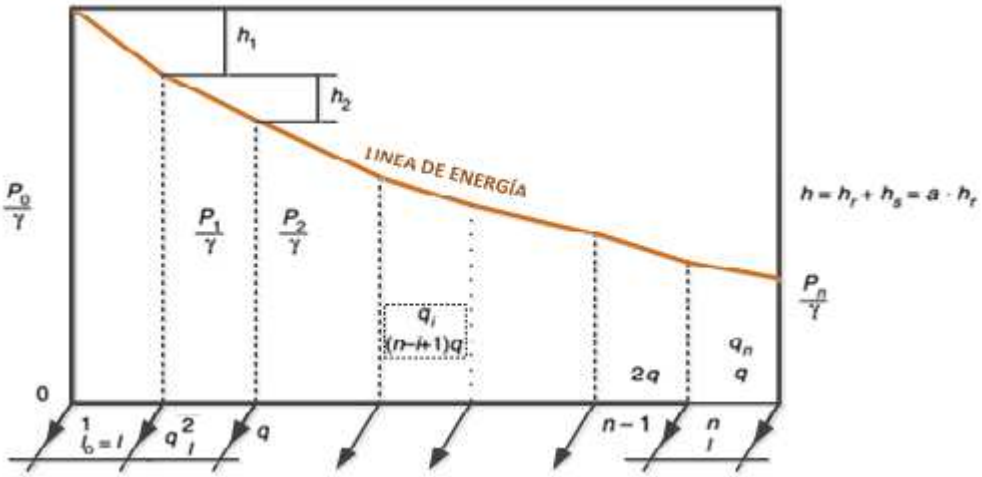
Am = Área efectivamente mojada por el aspersor (m^2). En marcos de riego en cuadrado, Heerman y Kohl recomiendan una separación (L) del 60% del diámetro efectivo del aspersor, siempre que se trate de vientos menores a 2 m/s. Entonces, en marcos en cuadrado, se tiene que $Am = L^2$.

1.4.2.8 Diseño Hidráulico

En el diseño hidráulico se dimensiona la red de tuberías con el objeto de conseguir un reparto uniforme del agua de riego al menor costo posible.

Para entender de forma resumida el diseño hidráulico para el cálculo de tuberías, se considera una tubería horizontal de riego que dispone de n emisores uniformemente espaciados a una distancia constante l y que cada uno descarga un caudal q (teóricamente igual) a lo largo de la conducción de longitud L = l • n y diámetro constante D en la que se desprecian las alturas cinéticas coincidiendo así la línea piezométrica con la de energía.

Gráfico 7. Tubería con distribución discreta de caudales



Fuente: Tarjuelo J., 2005

Las pérdidas de rozamiento (hr) y las pérdidas menores o singulares (hs) constituyen la pérdida de carga total (h) en el ramal. Las pérdidas por rozamiento se calculan por la ecuación de Darcy – Weisbach mostrada a continuación:

$$hr = J \times L = f \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g} L \qquad \textbf{(1. 10)}$$

Siendo:

J = pérdida de carga unitaria, medida en m por cada metro de tubería

L = longitud de la tubería en m

D = diámetro interno de la tubería en mm

V = velocidad media del agua en la sección, medida en m/s

f = factor de fricción que es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa (K/D), siendo K la rugosidad absoluta propia de cada material (para el PVC K=0.02mm y para el PE K=0.002mm)[10] y n la viscosidad cinemática del agua que es función de su temperatura (n=1.06x$10^{-6}$$m^2$/s en agua a temperatura de 20ºC). El factor de fricción f se lo calcula con el diagrama de Moody (Ver anexo 2)

g = aceleración de la gravedad (9.8m/s)

Q = caudal que circula por la tubería en m^3/s

J se puede calcular con la fórmula de Hazen - Williams, obtenida de forma experimental para diámetros ≥ 50mm:

$$J = 10.62 C^{-1.85} D^{-4.87} Q^{1.85} \qquad \textbf{(1. 11)}$$

Donde C es un coeficiente a dimensional que depende del material de las tuberías de conducción, siendo C = 150 para tuberías de PVC y PE.[11]

Como simplificación de cálculo se puede considerar que las pérdidas de carga totales en un ramal porta aspersores de PVC y PE suele oscilar entre 1.10hr y 1.15hr.

Para cumplir con el objetivo del riego por aspersión, se debe tomar en cuenta el siguiente criterio de diseño de un ramal porta aspersores:

$$\frac{P_m}{\gamma} - \frac{P_n}{\gamma} \leq 0.2 \frac{P_a}{\gamma} \qquad \textbf{(1. 12)}$$

Siendo:

P_m/□ = la máxima presión en un aspersor de los conectados al ramal

[10] MARTINEZ M., 1993, p31

[11] ARVIZA J.,2002, p92

$P_n/\square$ = la mínima presión en un aspersor de los conectados al ramal

$P_a/\square$ = presión nominal del aspersor que debe coincidir con la presión media en el ramal

Con esta variación del 20% entre las presiones máxima y mínima que reciben los aspersores extremos con respecto a su presión nominal, se logra que el caudal entregado por el aspersor más cercano al origen y el entregado por el más alejado tengan una diferencia del 10%, con lo que se garantiza un reparto uniforme del agua a nivel parcelario.[12]

Para el cálculo de un ramal porta aspersores y dependiendo de la inclinación del ramal con respecto al origen se tiene tres casos que son: ramal horizontal, ascendente y descendente. Para fines prácticos analizaremos el caso del diseño de un ramal descendente que es el que abarca los conceptos también empleados en los casos de ramales horizontales y ascendentes.

a) Ramal Descendente

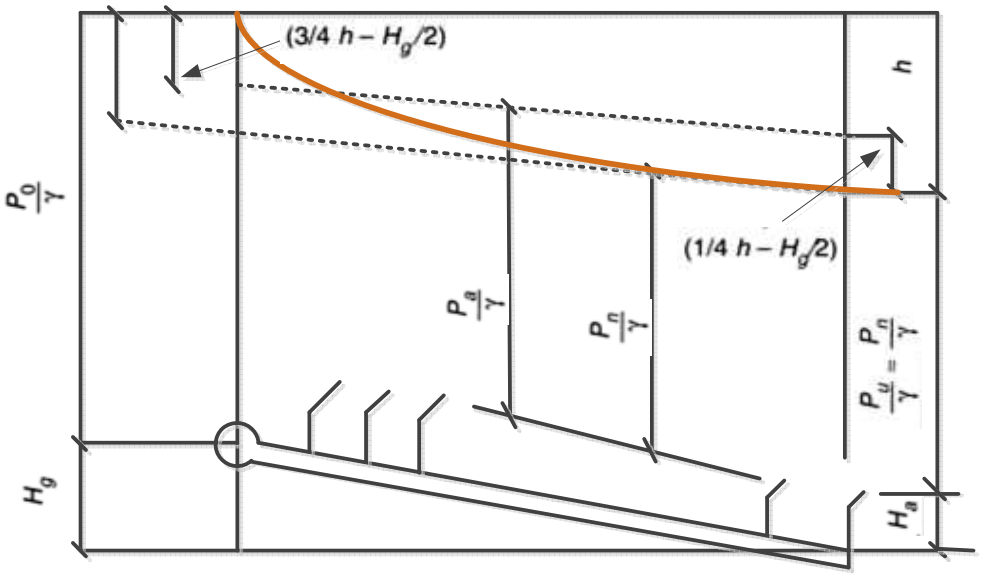
En este tipo de ramales, la presión mínima ($P_n/\square$) se encuentra en un punto intermedio del ramal pero la diferencia suele ser muy pequeña con el aspersor extremo si se mantiene la condición de que la diferencia de presión en ambos extremos del ramal debe ser menor al 20% de la presión nominal. A la presión extrema la llamaremos ($P_u/\square$).

Para el diseño de un ramal descendente, según sea el valor de la pendiente, distinguiremos tres casos analizado a continuación:

- Las pérdidas (h) son mayores que el desnivel geométrico entre los extremos del ramal (H_g)

[12] TARJUELO J., 2005

Gráfico 8. Ramal descendente con pérdidas mayores que el desnivel de los extremos del ramal ($h > H_g$)



Fuente: Tarjuelo J., 2005

Del gráfico anterior se deduce que la ecuación de funcionamiento del ramal es:

$$\frac{P_o}{\gamma} + H_g = H_a + \frac{P_u}{\gamma} + h \qquad \textbf{(1. 13)}$$

Suponiendo que el caso corresponde a los aspersores extremos, se tiene la condición de diseño siguiente:

$$\left(\frac{P_o}{\gamma} - H_a\right) - \frac{P_n}{\gamma} = \left(h - H_g\right) \leq 0.2\frac{P_a}{\gamma} \qquad \textbf{(1. 14)}$$

Las presiones en el último aspersor (P_u) y en origen del ramal (P_o) serán:

$$\frac{P_u}{\gamma} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{1}{4}h + \frac{H_g}{2} \qquad \textbf{(1. 15)}$$

$$\frac{P_o}{\gamma} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{3}{4}h - \frac{H_g}{2} + H_a \qquad \textbf{(1. 16)}$$

Siendo H_a la altura del tubo porta aspersor y teniendo en cuenta el signo negativo de H_g por tratarse de un ramal descendente.

- Caso en que h ≈ H_g

Para este caso las presiones serán casi uniformes en todo el ramal, teniéndose:

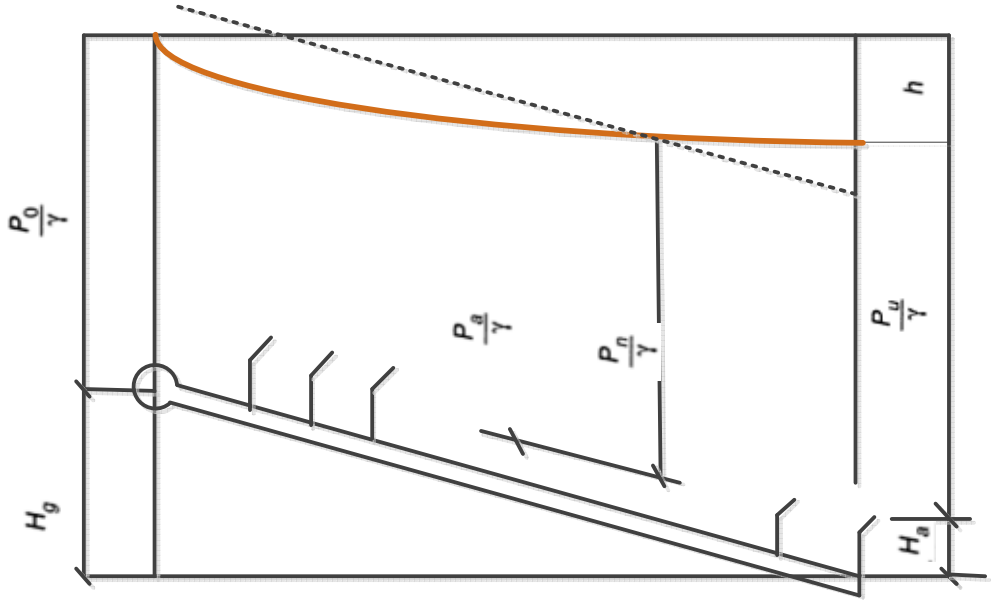
$$\frac{P_n}{\gamma} \approx \frac{P_a}{\gamma} \quad \mathbf{Y} \quad \left(\frac{P_o}{\gamma} - H_a\right) \approx \frac{P_a}{\gamma} \qquad \textbf{(1. 17)}$$

- Caso en que H_g > h

Este caso es especial pues se requiere un mayor diámetro que en los casos anteriores y por tanto una mayor inversión, aunque funciona con menor presión en el origen.

El origen del ramal es ahora el punto de menor presión y el extremo el de mayor presión de acuerdo se esquematiza en el siguiente gráfico.

Gráfico 9. Ramal descendente con Hg > h



Fuente: Tarjuelo J., 2005

Del gráfico anterior se deduce que la ecuación 1.13 será la de funcionamiento.

La diferencia de presión entre los aspersores extremos nos da la condición de diseño siguiente:

$$\frac{Pu}{\gamma} - \left(\frac{P_o}{\gamma} - H_a \right) = \left(H_g - h \right) \leq 0.2 \frac{P_a}{\gamma} \qquad \textbf{(1. 18)}$$

Las presiones en el último aspersor y en el origen del ramal serán las ecuaciones 1.15 y 1.16.

Cabe señalar que para instalaciones fijas enterradas puede ser conveniente emplear un ramal con dos diámetros para aprovechar al máximo la diferencia de presión admisible en el mismo.[13]

Los sistemas semifijos con mangueras de PE se deben diseñar de igual forma que en los casos anteriores, con la única diferencia que se debe tomar en cuenta las pérdidas en las mangueras y que el punto de origen de estas será el hidrante correspondiente a cada una de ellas. Estas pérdidas pueden ser consideradas despreciables debido a que la diferencia de caudal descargado por los aspersores extremos será menor al 10% del caudal nominal.

[13] TARJUELO J., 2005

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSIÓN MIRAFLORES

2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

2.1.1 UBICACIÓN

El proyecto de riego se encuentra ubicado en el sector de Miraflores, parroquia Juan Montalvo, cantón Cayambe, provincia de Pichincha. Se localiza entre las coordenadas UTM – PSAD56: 10002000 - 10004000 NORTE, 817000 – 820000 ESTE y a una elevación entre 2785 – 2950 msnm (Ver plano 1). Se ha considerado este sistema de coordenadas para que el levantamiento topográfico de la zona de interés coincida con el catastro del municipio de Cayambe, que en primera instancia fue el ente ejecutor del proyecto que comprendía una extensión de 26ha. El actual sistema de riego cubre una superficie de 26ha subdivididas en 80 parcelas agrícolas de 56 familias del sector.

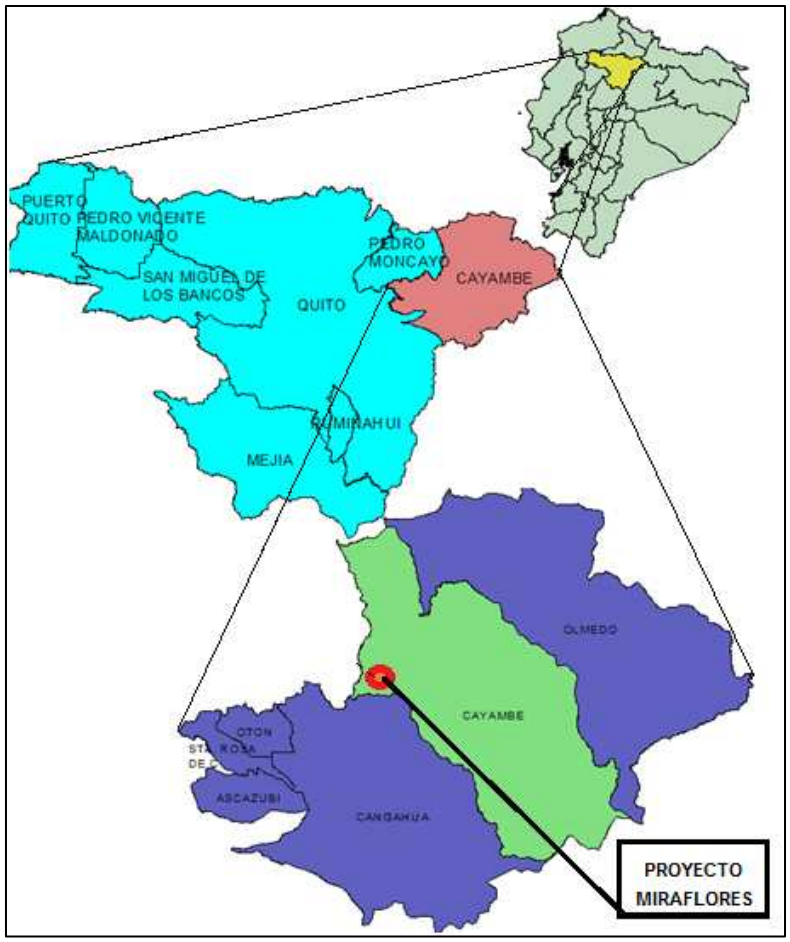
La superficie a incrementar, con el proyecto de mejora y ampliación, es de 10ha y están subdivididas en 35 parcelas que concentran un grupo de 15 familias.

La obra de toma está ubicada en la quebrada Monjas a 3250msnm en el sector de Totorauco (Ver plano 2) sitio en el que empieza a descender un caudal concesionado de 23 l/s por la acequia “Miraflores Alto”, misma que ha sido construida con un terminado rústico en suelo natural y que tiene un recorrido de 8 km hasta llegar al reservorio a una altitud de 2946 msnm.

Desde el reservorio, por la calle Patricio Romero, parte una Tubería Principal 1 (TP1) de diámetro descendente de 8”x1Mpa a 4”x0.8Mpa con una longitud de 2350m que finaliza en la calle Rocafuerte de la ciudad de Cayambe a una elevación de 2800msnm, sitio donde se encuentra una válvula de compuerta que descarga a canal abierto el cual desemboca en la laguna recreacional del parque Yasnán de la ciudad de Cayambe. En el trayecto de la TP1 (Abs. 0+960 y Z=2870) se ramifica una Tubería Principal 2 (TP2) de diámetro

descendente de 5½”x1Mpa a 4”x0.8Mpa de 1640m de longitud, misma que finaliza en la intersección de las calles Velasco Ibarra y Jesús Gualavisí de Juan Montalvo, a una elevación de 2797msnm donde se encuentra una segunda válvula de compuerta que descarga a canal abierto el flujo destinado a la florícola “Grupo de la Montaña” (Ver plano 3). La caracterización técnica del sistema de riego actual se detalla en la sección 2.3.

Gráfico 10. Ubicación del proyecto de riego Miraflores



Elaborado por: Miguel Aguirre

2.1.2 ESTACIÓN METEOROLÓGICA

Las estaciones meteorológicas que se encuentran cercanas a la zona del proyecto son: Tomalón - Tabacundo, Cayambe y El Quinche. Para el registro climatológico del actual estudio se utilizaron los datos obtenidos entre los años 2000-2007 de la estación meteorológica Tomalón – Tabacundo de código MA2T, ubicada en el sector Tomalón Bajo de la parroquia Tabacundo, cantón Pedro Moncayo, a una altitud de 2800msnm y a una

distancia de 12km de la zona de interés. Las coordenadas geográficas de la estación son: 0º0’15” N y 78º15’00” E.

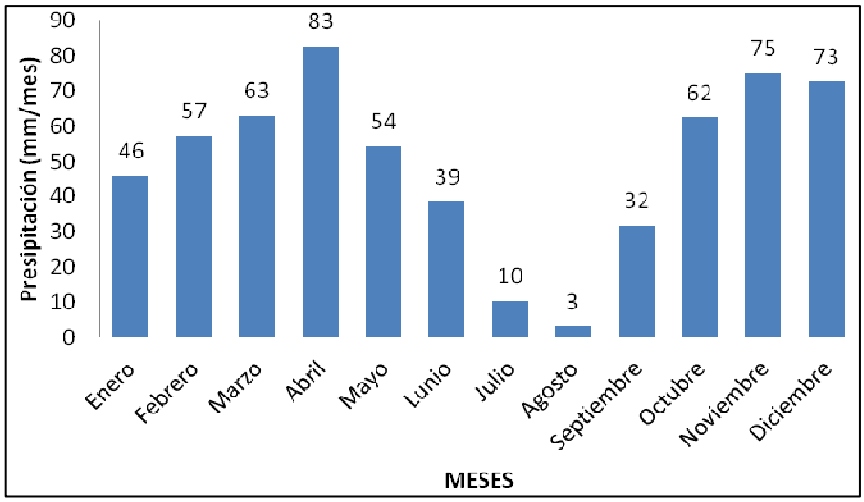
Se eligió esta estación meteorológica, debido a que posee la mayor cantidad de datos publicados por el INAMHI para obtener una buena aproximación de la intensidad de los fenómenos naturales de interés para el diseño del nuevo sistema de riego, como son: precipitaciones, temperatura, viento, etc.

2.1.3 PRECIPITACIONES

En cuanto a los registros de precipitación en la estación meteorológica Tomalón – Tabacundo, los meses lluviosos son: abril, noviembre y diciembre con un valor medio mensual máximo de 167mm.

En los meses de julio y agosto la cantidad de precipitación decrece con un valor mínimo mensual registrado de 0mm. En el gráfico 11 se muestra el histograma de precipitación media mensual registrada en la estación meteorológica en el período 2000-2007.

Gráfico 11. Histograma de precipitación media mensual en el período 2000-2007



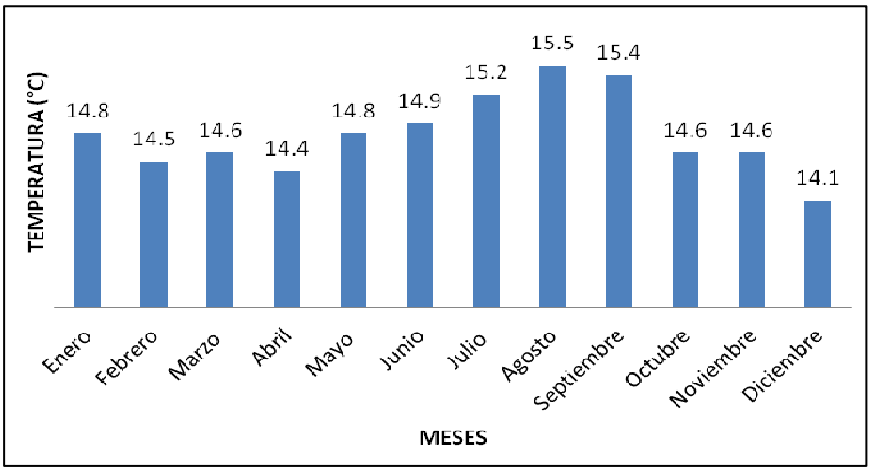
Fuente: Anuarios INAMHI 2000-2007

Elaborado por: Miguel Aguirre

2.1.4 TEMPERATURA

La zona presenta temperaturas que varían entre 13 y 16ºC, siendo la temperatura media anual del aire 14.8ºC. En el gráfico 12 se presentan valores promedio de temperatura mensual registrados en el período 2000-2007.

Gráfico 12. Histograma de temperatura media mensual



Fuente: Anuarios INAMHI 2000-2007

Elaborado por: Miguel Aguirre

En cuanto a la humedad relativa registrada en la estación meteorológica Tomalón - Tabacundo se tiene valores del 80% en promedio anual.

2.1.5 VIENTO

El viento es uno de los factores más importantes en el diseño de un sistema de aspersión ya que de él dependen las posturas de los aspersores a instalarse en las parcelas de riego. Este elemento ayuda a transportar y pulverizar las gotas de agua que emite el aspersor, es decir que se utiliza su fuerza para poder distribuir la cantidad de agua de forma uniforme y a mayores distancias. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la aspersión no debe ser aplicada en lugares donde la velocidad del viento sea mayor a 8m/s debido a que a

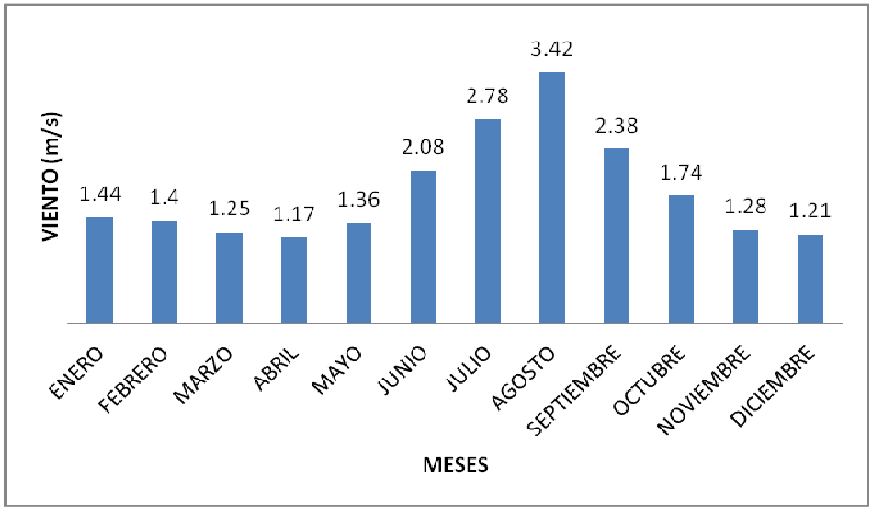
velocidades mayores de viento es imposible manejar el riego con fines de lograr una buena eficiencia en la aplicación del agua sobre el suelo[14].

Es importante conocer hasta que umbrales de velocidad de viento se puede conseguir un riego aceptable para lo cual se calcula el coeficiente de uniformidad ante condiciones de viento dadas, tipos de aspersores, tipo y número de boquillas para determinada presión de trabajo y altura establecida del cañón de riego.

Lyle y Bordovsky (1983) determinaron que la Eficiencia Potencial de Aplicación de un sistema por aspersión con pivote central es de aproximadamente el 90% cuando las condiciones de viento son inferiores a 1m/s y que es 70% para una velocidad de 8m/s.

En la estación meteorológica, los vientos de mayor magnitud se presentan en los meses de julio, agosto y septiembre con valores inferiores a los 4m/s, encontrándose en la categoría de vientos moderados según la clasificación de la FAO. En el resto del año, los vientos tienen valores próximos a 2m/s, es decir, que son vientos ligeros (Ver gráfico 13).

Gráfico 13. Histograma de velocidad media mensual del viento



Fuente: Anuarios INAMHI 2000-2007

Elaborado por: Miguel Aguirre

2.1.6 TOPOGRAFÍA

[14] Lyle, W. M. y Bordovsky, J.P. 1983, p776-781

La topografía del sitio en estudio es ondulada[15] (2 < i < 8%) en un 60% y es plana (i < 2%) en el porcentaje restante. La superficie del terreno ha sido representada mediante curvas de nivel que han sido trazadas a cada 5m de elevación, obteniéndose una densidad de líneas que permite identificar los desniveles y facilita el diseño hidráulico. La distancia entre el reservorio y el final de la tubería principal 1 es de 2300m y existe un desnivel de 140m, obteniéndose una pendiente promedio del 6%. A si también, la distancia entre el reservorio y el final de la tubería principal 2 es 2600m y presenta un desnivel de 147m, obteniéndose una pendiente promedio del 5.6% (Ver plano 3).

Para la elaboración del presente proyecto, se ha realizado el levantamiento topográfico de todas las parcelas involucradas en el sistema de riego con la utilización de equipos de precisión a fin de obtener un mapa topográfico base confiable que facilite el diseño hidráulico parcelario. En el plano topográfico constan características principales como: linderos de cada parcela, superficies de riego, caminos aledaños al proyecto, reservorio, tuberías existentes además de los diferentes tipos de válvulas.

Foto 1. Trabajos de topografía **a)** en zona ondulada y **b)** en zona plana

Elaborado por: Miguel Aguirre

Para el diseño de la red parcelaria de distribución se ha considerado que la trayectoria de las hileras del cultivo sigue la dirección de las curvas de nivel, con el objeto de minimizar las diferencias en la presión de trabajo de los aspersores que se encuentran situados en lugares distintos dentro de la misma parcela de riego[16].

[15] Terminología del relieve, FAO

[16] TARJUELO, J. 2005, p111

2.1.7 ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO

Para la evaluación del tipo de suelo, se toma como referencia los ensayos de clasificación del proyecto de construcción de tres reservorios en el sector de Ancholag, ubicado a 2.5Km del sistema de riego Miraflores (Ver anexo 3).

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) en la zona de construcción de los reservorios se presenta un suelo de tipo arcilla limosa de alta plasticidad MH con una profundidad de 1.50 metros. A una profundidad entre 1.5m a 4m se presenta una arena limosa SM y a una profundidad entre 4m a 7m se encuentran limos inorgánicos de baja compresibilidad ML. Este estudio de clasificación y estratigrafía se lo ha realizado con perforaciones que se han hecho a partir de 1.5m de profundidad, sin considerar la evaluación de la capa de suelo superficial que es donde se realizan las labores agrícolas. Por ello, en el presente proyecto, se hace referencia a varios estudios de clasificación en zonas aledañas al barrio Miraflores a fin de evaluar el tipo de suelo superficial del sector:

- En el estudio de Impacto Ambiental[17] para el permiso de funcionamiento de la Floricultora QUALISA 3 ubicada en la parroquia Ayora del cantón Cayambe se concluye que: "las características del suelo presente en el área de influencia son derivados de ceniza volcánica fina y media, con Cangahua de edad cuaternaria a 40 centímetros de profundidad".

- En el "Estudio de Riesgos Hidrogeomorfológicos en la cuenca del Río Blanco del cantón Cayambe"[18] se concluye que: "entre los 2.820 a los 3.040msnm, se encuentran un suelo limoso, con arena muy fina y presencia de arcilla (<30%) en una profundidad de 0 a 50cm".

- En el trabajo investigativo titulado "Evaluación del Impacto Ambiental ocasionado por las actividades eco turísticas en el sendero El agua y la Vida de la reserva ecológica Cayambe – El Coca" [19] se determina que: "los suelos en el área de estudio son derivados

[17] Realizado por la corporación ENYA (Energía y medio ambiente)

[18] Realizado por ARCE Sebastián y MORENO Julio. CEPEIGE. 2003

[19] Proyecto de titulación. ALDÁS Jessica y ARCOS Liliana. UTN. 2008

de ceniza volcánica de textura fina: limo, limo arcilloso o limo arenoso de 0 a 35 cm de profundidad."

- En el proyecto "Análisis y revalorización de sistemas de riego tradicionales andinos, para la aplicación en la comunidad Santa Rosa de la parroquia Ayora, Cantón Cayambe"[20] se concluye que: "los suelos de la zona de interés son de textura arcillo-arenosa a francos de color negro en una profundidad de 50cm".

- En la investigación "Estudio Funcional de Camellones, un sistema Agrícola Precolombino en la Sierra Norte del Ecuador"[21] en el cual se hace un análisis estratigráfico del suelo del cantón Cayambe, se concluye lo siguiente: "el estrato 1 se caracteriza por la presencia de un suelo limoso de color café oscuro, que va desde la superficie hasta los 90cm de profundidad".

Del análisis anterior se puede deducir que el suelo del barrio Miraflores presenta los siguientes estratos:

Tabla 5. Niveles estratigráficos y velocidad de infiltración del suelo en Miraflores

Estrato	Clasificación S.U.C.S.	Profundidad del estrato (m)	Velocidad de Infiltración (mm/h)
A	ML (limo)	0.5	8
B	MH (arcilla limosa)	1	6
C	SM (arena limosa)	2.5	10

Fuente: CAMINOSCA S.A. Construcción de Reservorios en Ancholag. Cayambe 2006
Elaborado por: Miguel Aguirre

2.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS

2.2.1 POBLACIÓN

[20] Proyecto de titulación. ERAZO Bolívar. EPN. 2008, p44-45

[21] Proyecto de titulación. VILLALBA Francisco y DOMINGUEZ Victoria. ESPOL. 2009

De acuerdo a los datos obtenidos en el diagnóstico comunal existen 345 habitantes beneficiados directamente con el proyecto de riego, agrupados en 71 familias, es decir, en promedio existen 5 personas por familia. Del grupo de regantes, 190 personas pertenecen a la Población Económicamente Activa (PEA) con edades de entre 12 a 64 años y representan el 55% de los beneficiarios. A continuación se presenta los lugares de trabajo y las estimaciones en porcentajes de la PEA del sector Miraflores.

Tabla 6. Lugares de trabajo de la PEA de la parroquia Juan Montalvo

Ciudad de Cayambe	Parroquia Juan Montalvo	Otras Parroquia	Otras Ciudades	Total
32,4%	23,7%	29,8%	14.1%	100%

Fuente: Unda, M. Nieves, G. Encuesta CIUDAD-LaSUR. 2002
Elaborado por: Miguel Aguirre

En cuanto al Índice de Desarrollo Humano (IDH) y al Índice de Pobreza Humana (IPH) de la parroquia Juan Montalvo, se estima según datos del INEC que el IDH alcanza un valor de 0.71 / 1 y que el IPH está alrededor de 0.33 / 1.[22]

La actividad principal de la población es la agricultura (concentra al 50% de los pobladores), el comercio de productos agrícolas y la actividad pecuaria ligada a la producción de derivados de la leche, comercialización de huevos y otras actividades secundaria que en algunos períodos del año ocupan el tiempo de los productores de esta comunidad (Ver tabla 7).

Tabla 7. PEA del Cantón Cayambe según la actividad

Actividad	%
Agricultura, ganadería, caza y silvicultura	50.6
Comercio, hoteles y restaurantes	12.3
Actividades comunitarias sociales y tipos servicios	10.6

[22] Datos estadísticos INEC 2001

Construcción	7.5
Industrias Manufactureras	6.3
Otros	12.7
Total	**100**

Fuente: INEC, censo 2001
Elaborado por: Miguel Aguirre

De la PEA del cantón Cayambe que se dedica a la agricultura, ganadería, caza y silvicultura el 34.6% labora en el área urbana y el 64.4% en el área rural. La actividad pecuaria se basa en la cría de ganado mayor (bovino), menor (ovino y porcino) y aves de corral.

En cuanto al flujo migratorio se tienen datos a nivel general del cantón que permiten entender este fenómeno, es así que del total de la población (69.800 habitantes) el 1.8% (1.233) se han desplazado a diferentes lugares a nivel internacional cuyos principales destinos son: España (90%) Italia (4.5%) Estados Unidos (3.7%) y Chile (1.9%).[23]

2.2.2 DERECHOS DE AGUA

El proyecto ha involucrado a un conjunto de personas agrupadas para conseguir un objetivo en común, tener un sistema de riego eficiente para la producción de cultivos de interés económico en la zona, es así que las personas que han estado involucradas desde el principio del proyecto de mejora y ampliación son aquellas que tienen derecho al líquido vital. Es importante aclarar que los derechos están ligados en forma proporcional al trabajo realizado en la implementación del proyecto y al cumplimiento de las obligaciones que cada socio tiene con el grupo de riego de la Acequia Miraflores Alto.

Entre algunos lineamientos para el manejo de los derechos del agua en la actual comunidad regante se determinó que: una vez que se concluyan los trabajos de construcción de la infraestructura de riego, se realizará el control de los jornales empleados en la ejecución de la obra. El criterio para distribuir el derecho al agua, estará basado en los días trabajados por la persona que haya tenido la mayor cantidad de jornales. En este sentido, podrán

[23] Datos estadisticos INEC 2001

crearse nuevos derechos al agua con previo acuerdo unánime de los usuarios en Asamblea General, en la cual se debe considerar los siguientes aspectos:

- Un turno completo, para aquellas personas que hayan cumplido con el 100% de los jornales. Con la aprobación de la Asamblea General del Comité de riego, se asignará un número de horas determinadas para un “turno completo” en función al caudal disponible y al número de beneficiarios.

- Medio turno, para aquellas personas que al menos hayan cumplido con el 50% de los jornales o que hayan retribuido las multas económicas por incumplimiento de jornales según lo determinado en Asamblea General.

- Personas que tengan jornales menores al 50% no tendrán derecho al agua hasta que hayan cumplido con la mitad de las labores comunales en beneficio del sistema de riego o a la vez paguen las respectivas multas. Las personas en este caso serán incluidas en la lista de usuarios con derecho al riego por Medio Turno, previo consentimiento de los demás usuarios con aprobación en Asamblea General.

2.2.3 DISTRIBUCIÓN DEL AGUA DE RIEGO

El agua proveniente del nevado Cayambe es captada en la obra de toma ubicada en la quebrada Monjas y es distribuida de la siguiente manera: 29.57l/s para la Comuna Chaguarpungo y 22.95l/s para la acequia Miraflores Alto (ver Anexo 4) siendo este último el caudal que los usuarios del sistema de riego por aspersión “Miraflores” se distribuyen en base a los derechos de agua adquiridos y contemplando sus usos, costumbres y servidumbres tradicionales.

La distribución del agua a nivel de parcela se da de manera secuencial, iniciando con el usuario cuyos terrenos se encuentra en la “cabecera” (parcelas ubicadas en la parte alta del sistema) y terminando con el usuario cuyos terrenos se encuentran en la “cola” (parcelas ubicadas en la parte baja del sistema).

El caudal de agua disponible para riego no puede ser dividido (a excepción de las redes secundarias y terciarias) de manera que el usuario que esté utilizando su “derecho de riego”

pueda hacerlo sin compartir el agua salvo acuerdo de ceder su turno o compartir las horas de riego con otro usuario del sistema Miraflores.

Los usuarios podrán solicitar agua de riego fuera de su turno, en casos excepcionales, indicando la necesidad y será otorgada siempre y cuando gocen de la aprobación del juez de aguas, quien es el encargado de llevar el respectivo control de la programación establecida, a fin de evitar perjudicar a otros beneficiarios. Esta dotación de agua extra, deberá ser abonada en dinero (costo por "hora de riego extra" aprobado previamente en Asamblea General) que ingresará como aporte a un fondo común del comité controlado por la Tesorera y que a la vez será destinado para el mantenimiento o para cubrir algunas necesidades urgentes de la infraestructura del sistema.

2.2.4 ORGANIZACIÓN PARA EL APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE LA ACEQUIA MIRAFLORES ALTO

Para llevar a cabo las actividades de distribución, operación y mantenimiento del sistema de riego, se ha elegido un comité encargado de gestionar el recurso hídrico por el tiempo de un año calendario. El Directorio de Regantes de la acequia Miraflores Alto está conformado por las siguientes carteras y funciones correspondientes:

- Presidente.- Coordinador principal y máxima autoridad del comité de riego
- Vicepresidente.- Responsable del seguimiento de la ejecución del proyecto
- Juez de Aguas.- Responsable de la distribución, operación y mantenimiento del sistema de riego
- Tesorero.- Responsable de los recursos económicos
- Vocales.- Responsables de las labores de capacitación a la comunidad

Las funciones que debe desarrollar la directiva son:

1. Convocar a Asambleas Generales Ordinarias por lo menos una vez al mes, y si fuera el caso cuando se requiera comunicar a Reuniones Extraordinarias, a fin de organizar y conocer los avances en la operación del Sistema de Riego.

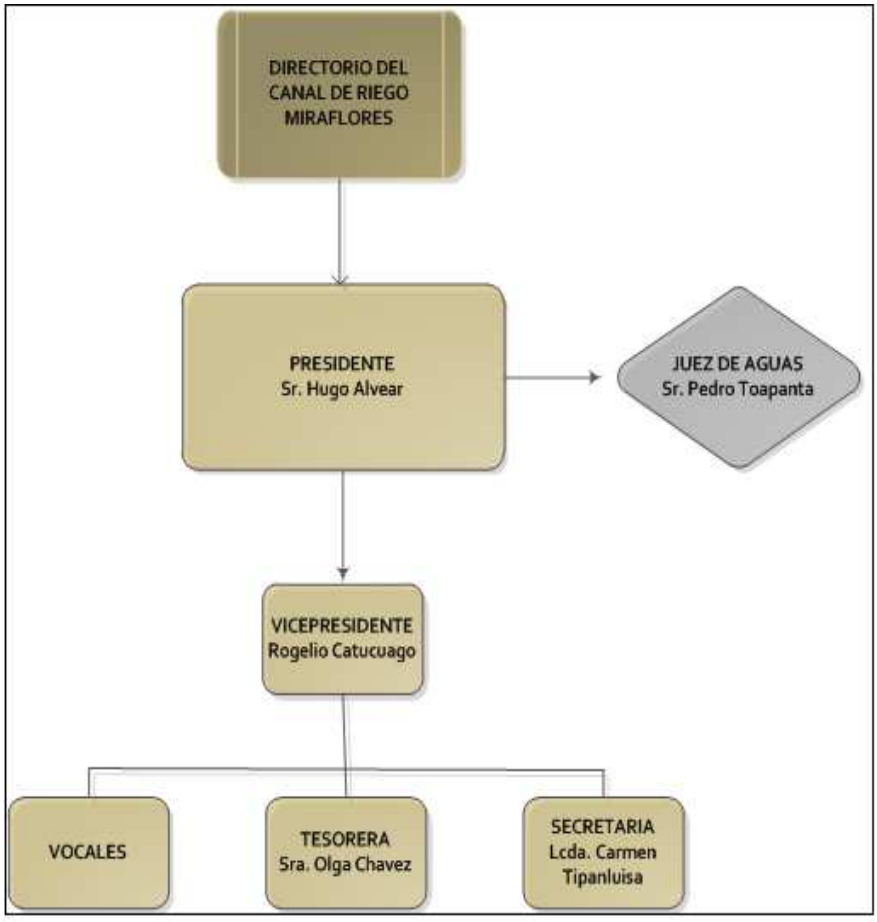
2. Ejecutar el control en la distribución del riego de acuerdo al turno normado de los regantes, establecidos en Asamblea General y otorgando dotaciones de agua adicionales a los usuarios, si fuera el caso.

3. Realizar el cobro de cuotas establecidas por los mismos usuarios y de multas con su respectiva rendición de cuentas de gastos.

4. Coordinar la ejecución de labores de mantenimiento de la infraestructura hidráulica, acorde a las necesidades del sistema de riego.

A continuación se presenta los nombres y cargos de los representantes actuales que conforman el Directorio de Regantes de la acequia Miraflores Alto.

Gráfico 14. Organigrama estructural del Directorio del Canal de Riego Miraflores



Fuente: Directorio de Aguas de la Acequia Miraflores Alto, 2010

Elaborado por: Miguel Aguirre

2.2.5 PRODUCCIÓN AGRÍCOLA ACTUAL

Los productos agrícolas cultivados principalmente a nivel local son: maíz, papas, trigo, cebada, fréjol y arveja. El maíz y la papa son los cultivos de mayor producción a nivel interno y el sistema de riego estará destinado al mejoramiento agrícola y productivo de estos cultivos. Para esto, es necesario conocer el Plan de Cultivos actuales (en relación a estos dos productos) que se lleva a cabo en la zona (Ver tabla 8).

Para la producción agrícola se emplea mano de obra local, donde las familias campesinas activan la fuerza de trabajo de todos sus miembros, incluyendo a los niños y ancianos sobre todo en los períodos de mayor intensidad de trabajo.

Tabla 8. Plan de cultivo del maíz y la papa durante un año de producción

MAIZ					**PAPA**						**MAIZ**
Ene	Feb	Mar	Abr	May **(**C)**	Jun **(*S)**	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov **(C)**	Dic **(S)**

*** S**: siembra, ****C**: cosecha

Fuente: Directorio de Aguas de la Acequia Miraflores Alto, 2010

Elaborado por: Miguel Aguirre

Comparando géneros, se reconoce que la participación masculina es significativamente más alta, sobre todo en actividades como la preparación del terreno, debido a la necesidad de contar con una mayor fuerza física para el manejo de las yuntas y el arado; sin embargo, en otras actividades como la siembra, deshierbe, cosecha y venta, existe un importante aporte de fuerza de trabajo tanto de mujeres, niños y ancianos.

2.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

2.3.1 FUENTE DE ENERGÍA

El actual proyecto de riego por aspersión utiliza la fuerza de gravedad como fuente de energía, al aprovechar el desnivel existente entre la fuente de agua y las parcelas, para

obtener la presión necesaria para el normal funcionamiento del sistema. Esta condición es una gran ventaja para el grupo de regantes debido al ahorro económico que se obtiene por no requerir de una unidad de bombeo (Ver foto 2).

La fuente de energía del sistema de riego, viabiliza el actual proyecto de mejora y ampliación haciéndolo económicamente factible al obtener beneficios superiores a los costos de infraestructura más los costos adicionales del cultivo correspondiente. Sin embargo los beneficios directos del sistema de riego son muchos más amplios que el beneficio económico que obtiene el agricultor de sus tierras. Por ejemplo; al eliminar el riesgo de las sequías la economía de los agricultores se estabiliza, permitiéndoles elevar su estándar de vida y por ende incrementar los gastos a nivel familiar que conllevan a la prosperidad del sector.

Foto 2. Pendiente del terreno aprovechada como fuente de energía. Calle Patricio Romero por cual desciende la tubería principal 1

Elaborado por: Miguel Aguirre

2.3.2 FUENTE DE AGUA

La fuente de agua del actual sistema de riego son las vertientes que nacen en los páramos de la reserva ecológica Cayambe – el Coca a más de 4000 msnm, como resultado del escurrimiento de las aguas provenientes del nevado Cayambe que son recogidas en

diferentes quebradas que permiten la formación de cauces como la quebrada Monjas donde se localiza la obra de toma.

Foto 3. Panorámica de la ubicación de la obra de toma

Elaborado por: Miguel Aguirre

2.3.3 OBRA DE TOMA

La obra de toma del sistema Miraflores se encuentra ubicada a 3300msnm en el cauce de la quebrada Monjas, en el sector de Totorauco perteneciente a la Comunidad Monjas Alto. Las coordenadas de la toma son: X = 824860m y Y = 10000190m y es donde nace el canal que transporta las aguas hasta el reservorio del sistema de riego Miraflores (Ver plano 2).

En la obra de toma el agua ha sido encausada por muros de ala que adoptan la forma de la quebrada aguas arriba hasta terminar en un canal de aproximación aguas abajo de 1m de ancho por 0.6m de profundidad que tiene una pendiente longitudinal del 3% y es donde está la compuerta de admisión. Esta compuerta es plana, de accionamiento manual y regula un caudal concesionado de 52.52l/s que ingresa a la conducción para luego ser dividido en: 22.95l/s para la acequia Miraflores Alto y 29.57l/s para la comuna Chaguarpungo (Ver anexo 4).

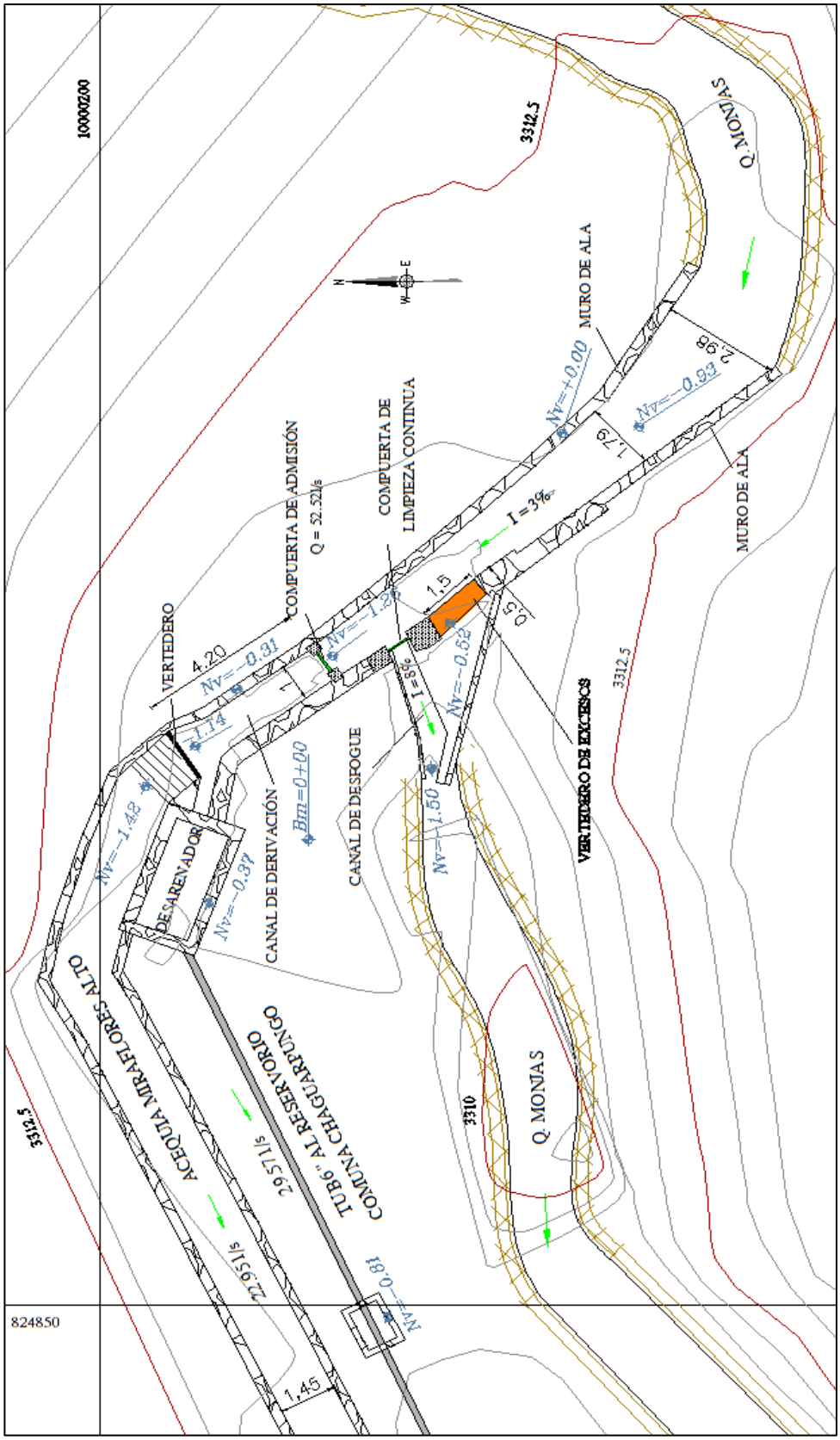
La compuerta de admisión trabaja sumergida y tiene una sección de 0.50m de ancho por 0.82m de alto y está regulada para dejar una apertura de 8.5cm con respecto al fondo del canal[24].

Foto 4. Elementos principales de la obra de toma

Elaborado por: Miguel Aguirre

[24] Datos obtenidos en visita de campo el día viernes 25 de Mayo de 2012

Gráfico 15. Obra de toma existente (caudal concesionado)



Elaborado por: Miguel Aguirre

El agua que no es captada, por la compuerta de admisión, es devuelta a la quebrada por medio de la compuerta de limpieza continua (0.50mx0.82m). Esta compuerta trabaja libre y está regulada para dejar una apertura de 8.1cm que permita la descarga hacia un canal de 0.20mx0.20m que tiene una pendiente longitudinal del 8%.

En épocas de crecidas el agua que no alcanza a ser desalojada por la compuerta de limpieza continua, es devuelta a la quebrada por medio de un vertedero de excesos de cresta ancha de 1.5m de largo por 0.50m de ancho, ubicado a una elevación de 3311.5msnm.

En el actual proyecto se ha realizado la evaluación técnica de la obra de toma (sección 3.6.1) con la finalidad de comprobar el caudal captado para la Acequia Miraflores Alto. De este caudal dependerá el diseño hidráulico aplicado a la ampliación y mejora de la red de conducción y distribución del sistema.

2.3.4 CANAL PRINCIPAL

El canal que conduce las aguas desde la toma hasta el reservorio, más conocido como Acequia Miraflores Alto, ha sido construido en suelo natural con una longitud aproximada de 8Km y una pendiente variable que se va adaptando a la topografía irregular del terreno que atraviesa en su trayecto.

Foto 5. Acequia Miraflores Alto

Elaborado por: Miguel Aguirre

El canal nace en la obra de toma y desemboca en el reservorio, trayecto en el que desciende 360m con una pendiente promedio del 4.5% (Ver plano 1)

Se tiene conocimiento, según información de la comunidad y del C.N.R.H. que este canal existe desde el año 1970 año en el cual se adjudicó un caudal de 33l/s para la acequia "Miraflores Alto", no obstante luego de varias actualizaciones de las sentencias se ha designado una caudal de 22.95l/s para uso de riego.

2.3.5 RESERVORIO

El actual sistema de riego consta de un reservorio de 9173m^3 de capacidad excavado en suelo natural sin revestimiento de ningún tipo en sus paredes y base lo que ocasiona pérdidas de agua por infiltración y el debilitamiento de sus taludes. Este reservorio tiene una superficie de 2545m^2 de espejo de agua a una elevación de 2947msnm y una superficie de 1809m^2 en la base, a una elevación de 2943msnm.

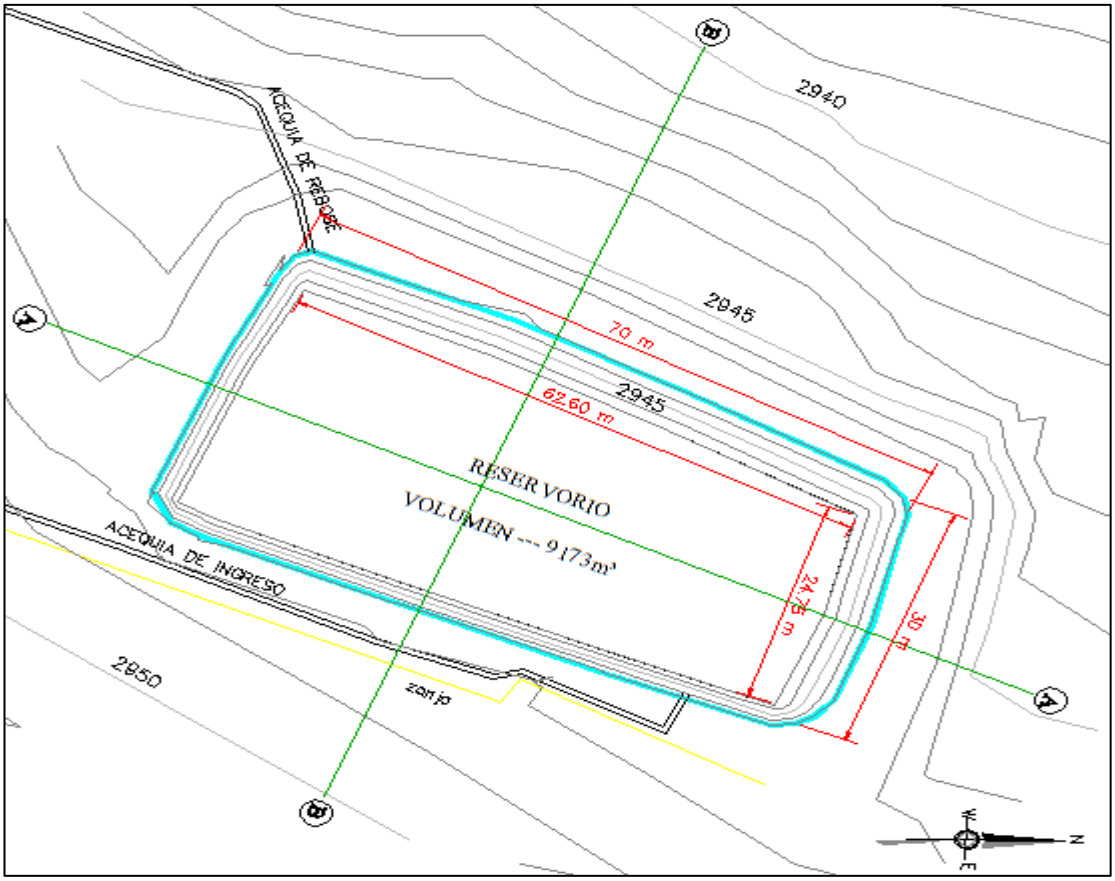
Foto 6. Reservorio del sistema de riego por aspersión Miraflores

Elaborado por: Miguel Aguirre

El reservorio está empotrado en suelo natural en los lados Sur - Este y sostenido por una presa de tierra que conforma los lados Norte - Oeste. La presa está compuesta de suelo –

Cangahua MH (arcilla limosa de alta plasticidad)[25] con un ancho de coronación de 6m y una altura de 4m.

Gráfico 16. Implantación general del reservorio



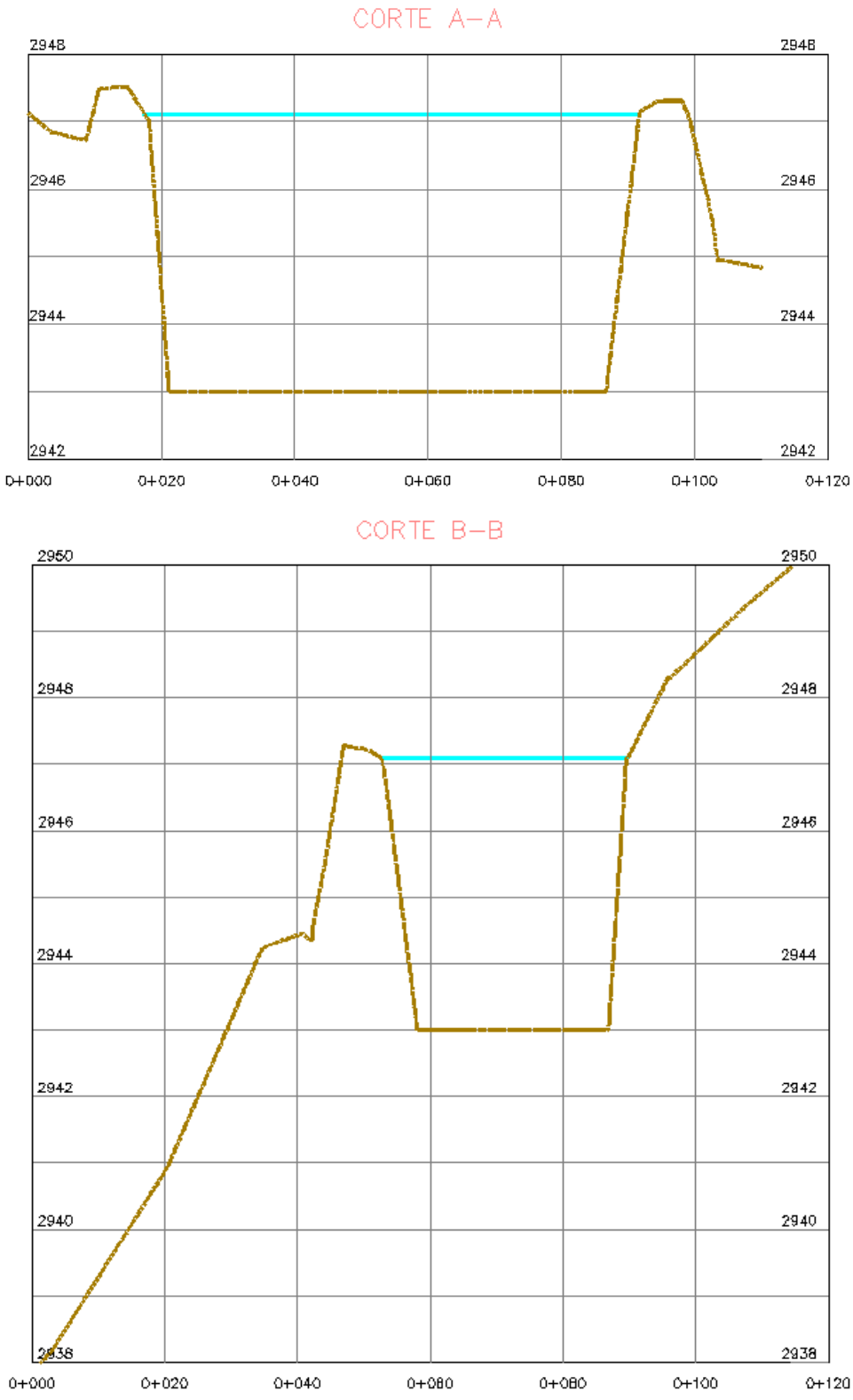
Elaborado por: Miguel Aguirre

La superficie de coronación de la presa tiene un ancho promedio de 6m y una elevación variable que va desde los 2947msnm en el extremo SE hasta los 2948msnm en el extremo NW.

Los taludes internos del reservorio son variables, es así que los lados Norte y Oeste tienen un talud de 1.25H:1V, en el lado Sur se tiene un talud 0.75H:1V y en el lado Este un talud empinado de 0.62H:1V. Los taludes externos de la presa son 2H:1V (lados norte y oeste).

[25] En base a la estratigrafía determinada para los reservorios de Ancholag. 2006

Gráfico 17. Corte longitudinal y transversal del reservorio



Elaborado por: Miguel Aguirre

El reservorio recoge las aguas directamente del canal sin antes tener un tratamiento básico de separación de arenas.

2.3.6 RED DE DISTRIBUCIÓN

El sistema de riego Miraflores consta de dos redes principales de tuberías, la primera que desciende por la calle Patricio Romero, nace en el reservorio (2946 msnm) con la abs. 0+000 en PVC de 8” x 1Mpa y termina en el parque Yasnán a 2801 msnm, en la calle Rocafuerte con la abs. 2+355.34 en PVC de 4” x 0.8Mpa. La diferencia de nivel de la tubería es de 145m (Ver planos 3 y 4).

La segunda red principal de tubería existente se deriva de la primera red en la abs. 0+963.60, misma que pasa a ser la abs. 0+000 de la segunda red que inicia en la intersección de las calles Patricio Romero y Sucre (2870 msnm) en PVC de 5 ½” x 1Mpa y termina en la intersección de las calles Velasco Ibarra y Jesús Gualavisí con la abs. 1+633.39 (2797 msnm.) en PVC de 4” x 0.8Mpa. La diferencia de nivel entre el inicio y el final de la tubería de la segunda red es de 73m, sin embargo el desnivel entre el reservorio y el final de la tubería es de 149m una vez que este tramo entra en operación (Ver plano 5).

La forma de unión de las tuberías (de todo el sistema existente) es por cementado solvente (E/C).

En la red principal 1 existen dos válvulas de aire de 1”, de doble acción y que están ubicadas en las abscisas 0+738.95 y 1+829.15 es decir, que la separación entre estas válvulas es 1090m. Una de estas válvulas de aire actúa en conjunto para la red principal 1 y para la red principal 2 y teniendo conocimiento que la longitud desde el reservorio hasta el final de la conducción 2 es 2597m se puede concluir que el vaciado e ingreso de aire a las tuberías es insuficiente y cuyo análisis demostrativo se lo discutirá más adelante en el Capítulo 3.

Las válvulas de paso son de plástico y se encuentran en buen estado de funcionamiento. Aquellas que están instaladas en tramos intermedios de los ramales principales sirven para sectorizar las áreas de riego y son de rápida apertura tipo bola con uniones soldables. Los

diámetros de estas válvulas son los mismos que los de las tuberías en las cuales están instaladas. La presión nominal de estas válvulas es 145Psi (102mca).

Las válvulas de purga existentes son de 4” fabricadas en material de hierro, son de apertura lenta tipo compuerta y se encuentran instaladas al final de los tramos principales por medio de conexiones bridadas en unión E/C. La presión nominal de las válvulas de purga es 200Psi (140mca) por lo que cumplen con la presión de trabajo para el actual sistema.

2.3.7 ASPERSORES

El sistema de riego actual es un sistema de aspersión semifijo con tuberías secundarias de PVC a las que conectan mangueras de PE a través de tomas rápidas o hidrantes. Las mangueras a su vez, se conectan a aspersores plásticos que en su gran mayoría son de 3/4”, de doble boquilla y con un ángulo de aspersión de 23º con respecto a la horizontal.

Gráfico 18. Aspersor Senniger 3023-2-3/4”M

Fuente: Catálogo Agrícola Plastigama 2010

En las parcelas de mayor superficie (> 2 ha) se utilizan mini cañones plásticos de 1” con conexión rosca macho, ángulo de 25º y doble boquilla de aspersión.

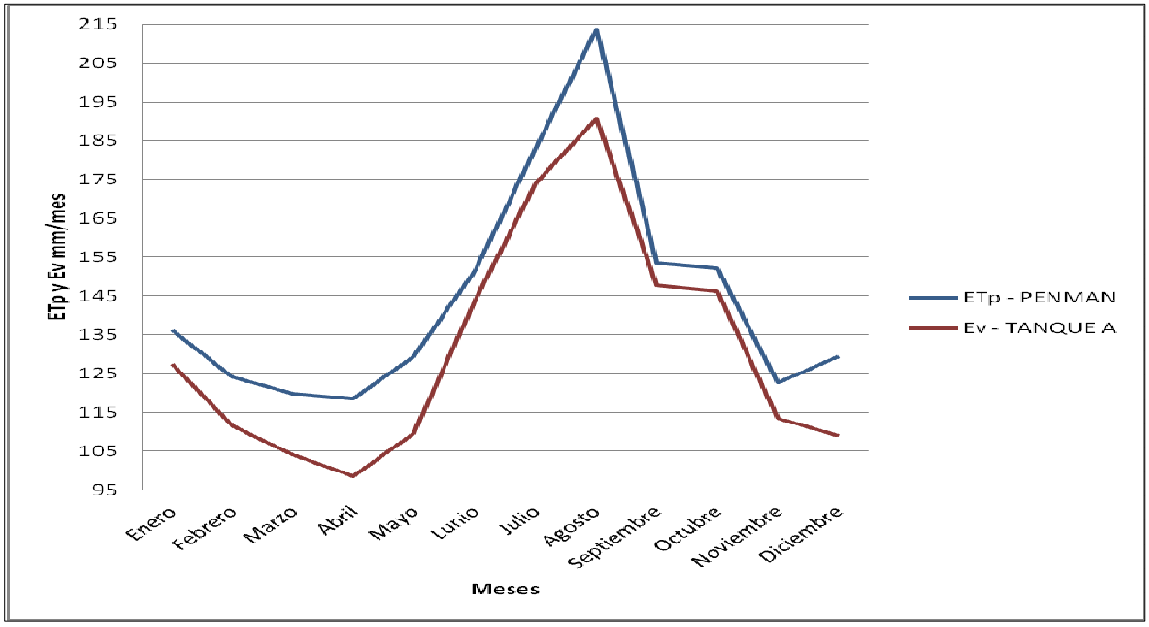
CAPÍTULO 3

DIAGNÓSTICO TÉCNICO

3.1 DEMANDA DE AGUA

La demanda de agua en el proyecto Miraflores se ha estimado en base a la evapotranspiración de cultivo obtenida por el método de Penman (Ver anexo 6). Se ha elegido este método ya que al relacionar los datos de evapotranspiración potencial (sin tomar en cuenta el cultivo) con los de evaporación (sin tomar en cuenta el coeficiente del tanque) se obtuvo una tendencia muy parecida entre estos dos valores para cada mes (Ver gráfico 19).

Gráfico 19. Comparación entre la ETp obtenida con el método de Penman y la Ev observada en el tanque clase A en la estación meteorológica Tomalón Tabacundo



Elaborado por: Miguel Aguirre

Del cálculo de las dosis de riego para el plan de cultivos del sistema Miraflores se concluye que se necesita aplicar una lámina de agua de 57mm cada 6 días en los sembríos de papa y una lámina de 53mm cada 15 días en los sembríos de maíz (Ver anexo 7).

En base a las necesidades netas de riego o requerimiento hídrico neto (RHN) y asumiendo que la eficiencia total de la aspersión es del 75%, se ha estimado que el caudal necesario, para regar las 36ha que involucra el actual proyecto, es 21l/s por lo que el caudal concesionado de 23l/s cubriría la demanda.

La oferta real de agua de riego estará en base al caudal captado en la obra de toma, el cual será analizado en la sección 3.6.1

3.2 CALIDAD DEL AGUA PARA FINES DE RIEGO

El análisis físico - químico del agua de la acequia Miraflores Alto y del suelo del sector, ha sido realizado en el Laboratorio de suelos y aguas de Agrobiolab Cia. Ltda. de la ciudad de Quito (Ver anexo 8).

Foto 7. a) Muestreo de las aguas de la acequia Miraflores Alto y **b)** Muestreo de suelo del barrio Miraflores para el análisis en laboratorio

Elaborado por: Miguel Aguirre

La interpretación del análisis físico - químico de las aguas que ingresan al reservorio se describe a continuación:

- El pH = 6.9 está en el rango de Neutro e indica que el agua es apta para el plan de cultivos planteado.

- Con los valores de conductividad eléctrica C.E. = 100umho/cm y relación de absorción de sodio RAS = 0.42 se ha ingresado al "Diagrama para la clasificación de las aguas para riego"[26] de donde se obtuvo la categorización C1-S1 que significa que el agua es de baja salinidad y que existe poca probabilidad de niveles peligrosos de sodio intercambiable con el suelo por lo que es agua apta para el riego. No obstante se debe tener precaución en el manejo del riego de cultivos sensibles en suelos con poca permeabilidad.

- Para el proyecto Miraflores el plan de cultivos presenta productos agrícolas clasificados como MS (Moderablemente Sensibles)[27] y el suelo del sector es de baja permeabilidad por lo que se ha obtenido la fracción de lavado de sales LR=0.05 en base a la conductividad eléctrica del agua y del suelo para riegos de baja frecuencia[28]. Como LR<0.1 no es necesario añadir a la dosis real (Dr) una fracción de agua destinada al lavado de sales, siendo suficiente el manejo normal del riego de baja frecuencia (Ver anexo 7).

3.3 CALIDAD DEL SUELO AGRÍCOLA

Para clasificar los suelos de uso agrícola, se ha tomado en cuenta las especificaciones de la FAO (Ver tabla 9).

Tabla 9. Determinación de la calidad de las tierras del barrio Miraflores

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO AGRÍCOLA	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
Textura	Media: **Limoso**	Moderadamente fina: Frco. Arcillo limoso	Fina: **Arcillo limoso**
Profundidad (m)	Muy profundo: > 1.5	Profundo: 0.9 - 1.5 **1m**	Mod. Profundo: 0.5 - 0.9 **0.5m**
Salinidad (CE)	No salino: (<4)	Ligeramente salino:	Mod. salino:

[26] Manual de Agricultura de los EEUU, N° 60, 1970, p86

[27] TARJUELO J., op cita, p107

[28] TARJUELO J., op cita, Figura 2.20, p105

	CE = 1.84	4-8	8-12
Acidez(pH)	Lig. ácido 6.1 - 6.5 **pH = 6.4**	Moderadamente ácido: 6 - 6.5	Fuertemente ácido: 5.5 – 5.1
Intervalo de Humedad Disponible IHD (cm de agua en 10cm de suelo)	Bueno: >1.35 **IHD = 1.37**	Regular: 1.10 -1.34 **IHD = 1.16**	Pobre: 1.09 – 0.85
Topografía pendiente parcelas	Plano: **0 – 1%**	Pendiente suave **1 – 3%**	Pendiente Mod. **3 – 5%**
Inundación	**No limitante**		
Erosión (susceptible al viento)	Ninguna o muy ligera	Ligera	Moderada
Erosión (susceptible al agua)	Ninguna o muy ligera	Ligera	Moderada
Grava (2-7cm de diámetro)	Sin o muy escasa	Muy escasa (hasta 15% del volumen del suelo)	15 – 50% del volumen del suelo

Fuente: IC RIMAC S.R.L. Ingenieros Consultores, "Mejoramiento del sistema de riego Torrecillas", Bolivia, 2004

Elaborado por: Miguel Aguirre

De la tabla 9 se puede concluir que los suelos agrícolas del barrio Miraflores presentan características de las clases 1, 2 y 3 de acuerdo a su aptitud para riego y cuya interpretación es la siguiente:

Clase 1.- Comprende las tierras de mayor aptitud para riego. Producen buenos rendimientos sostenidos con un grupo numeroso de cultivos adaptados a la zona y a costos razonables.

Clase 2.- Corresponde a tierras de moderada aptitud para la agricultura de riego. Se adaptan a un grupo de cultivos más reducido, siendo la preparación del terreno para el riego y su explotación agrícola más costosas que en la Clase 1.

Clase 3.- Son aquellas tierras menos aptas para la agricultura de riego. Presentan deficiencias en el suelo, topografía o drenaje que restringen la adaptabilidad de los cultivos. En esta clase de tierras es necesario implementar prácticas de riego tecnificadas, que aumentan los costos de producción pero son todavía razonables comparados con el nivel de productividad.

En base a la clasificación anterior de las tierras existentes en el barrio Miraflores se puede deducir que la actividad agrícola en la zona (en base a su calidad de suelo) es sostenible. Esto se debe a que las tres clases de tierras, presentes en el sector, arrojan buenos resultados de productividad a través del manejo eficiente del riego por medio de la tecnificación[29].

3.4 NIVEL TECNOLÓGICO DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA

El nivel tecnológico de producción agrícola en el sector es bajo[30] y se debe a que los trabajos de siembra, deshierbe y cosecha aún son ejecutados de forma manual con el empleo de herramientas menores. La preparación del terreno previo a la siembra y el riego han sido tecnificados, a un grado que aún no es suficiente para lograr una producción óptima que aproveche el recurso suelo - agua de forma rentable y estimule una agricultura local cuyo rendimiento y costo derive en el aumento de rentabilidad.

La producción agrícola en el barrio Miraflores inicia con la preparación de los terrenos, con un riego previo al arado y rastrado del suelo. Para esta actividad el agricultor debe lograr humedecer el suelo de manera uniforme en toda la parcela con la ayuda del sistema de riego por aspersión.

Las semillas de maíz y papa utilizadas en la siembra generalmente son propias del sector y ocasionalmente las adquieren mediante trueque a pobladores de barrios vecinos. Otra forma de adquirir las semillas es por compra directa en los mercados locales de Juan Montalvo y Cayambe.

Para reponer la fertilidad del suelo la mayoría de los agricultores del sector utiliza abono natural o estiércol de ganado ovino, bovino y otros, que se aplica generalmente durante el proceso de siembra.

[29] AMEZQUIZA W., CAICEDO A., MONTENEGRO O. 2010

[30] REGIDOR Jesús. 1986

El deshierbe se realiza en forma manual o mediante la aplicación de herbicidas. Los aporques se realizan manualmente dependiendo del tipo de cultivo o se utilizan productos fitosanitarios para el control de plagas, cuando es necesario.

Los métodos de riego empleados en esta Comunidad son: a) por surcos, cuando la descarga de las mangueras es directa en los surcos (sin el empleo de emisores) y b) por aspersión, cuando se emplea aspersores como mecanismo de dispersión y aplicación del agua de riego.

Las cosechas de maíz y papa son enteramente manuales. La intervención de la mano de obra familiar es fundamental y si es necesario se recurre a la prestación de la mano de obra entre los pobladores del barrio o a la contratación de peones.

3.5 NIVEL DE PRODUCCIÓN SIN Y CON PROYECTO DE MEJORA

La producción agrícola actual está destinada al autoconsumo de las familias locales sin embargo, la mayor parte de la cosecha de algunos cultivos (entre ellos el maíz tierno acompañado del fréjol, el tomate de árbol, y parte de la producción de papa) es destinada a la venta en los mercados locales de Juan Montalvo y Cayambe.

En la tabla 10 se presenta el valor de producción agrícola (con el sistema de riego actual) de los tres cultivos de mayor incidencia en la zona (maíz, papa y tomate de árbol). Este valor se ha calculado en función de las superficies bajo riego, tomando en cuenta los costos de producción e ingresos por hectárea en cada período de cultivo (invierno o verano).

Los precios para el cálculo de costos de producción y precios de venta de los diferentes cultivos se han fijado en base a la información de los regantes y a los precios promedio mensuales obtenidos en el MAGAP e INEC para el período 2008-2010.

Tabla 10. Valor de la producción agrícola (situación sin proyecto)

Cultivo	A	%	Rend. anual estimado* por periodo		Costo de Producción*		Precio Venta Estimado*		Utilidad (U)	
	ha	Respecto al total cultivado	parcial	total	parcial	total	parcial	total	parcial	Total
			tm/ha	tm	usd/ha	usd	usd/ha	usd	usd/ha	Usd
	INVIERNO									
Maíz	12.26	47.76	1.59	19	650	7966	1500	18383	850	10417
Papa	4.19	16.33	11.14	47	1700	7123	4800	20112	3100	12989
Tomate de árbol	1.802	7.02	9	16	1650	2973	5200	9369	3550	6396
Otros	7.415	28.89								
TOTAL CULTIVADO	25.66	100				18062		47864		29802
	VERANO									
Maíz	4.376	55.85	1.59	7	650	2844	1500	6564	850	3719
Papa	0.808	10.31	11.135	9	1700	1374	4800	3878	3100	2505
Tomate de árbol	1.802	23.00	9	16	1650	2973	5200	9369	3550	6396
Otros	0.85	10.85								
TOTAL CULTIVADO	7.836	100.00				7191		19811		12620

U anual =	42422	Usd
# familias =	56	
Ingreso Anual		
por familia	758	Usd
per cápita	152	Usd

(5 personas por familia en promedio)

* Fuente: MAGAP / INEC. 2008-2010

Elaborado por: Miguel Aguirre

De la tabla 10 se concluye que el maíz, la papa y el tomate de árbol, representan más del 70% del total de la producción agrícola local, generando una utilidad neta anual de 42 000 usd. El número de familias que conforman el sistema de riego actual es de 56 y sabiendo que en promedio hay 5 personas por familia[31] se tiene que el ingreso anual familiar es 758usd y el ingreso per cápita es 152usd.

[31] Evaluación interna del barrio Miraflores. 2011

El 70% del ingreso neto anual se da en invierno, lo que demuestra claramente que el sistema de riego actual no cubre las expectativas de demanda en verano, época en que existe un descenso en la producción agrícola local. Por los antecedentes arriba mencionados, actualmente existe un abandono de las tierras por lo que la agricultura ha pasado a ser una actividad netamente pecuaria relacionada directamente con la expansión de pasturas y por tal razón, se ha dado un incremento en la importación de productos agrícolas alimenticios provenientes de sectores aledaños.

Se calcula que en época de siembra el 64% de la superficie es cubierta con semilla de maíz y papa, el resto con otros productos como tomate de árbol arveja y habas (Ver foto 8).

Foto 8. Cultivos de maíz en el barrio Miraflores. **a)** En 4 de las 5 parcelas observadas se cultiva maíz y **b)** Parcela con cultivo de tomate de árbol (izquierda) junto a una parcela con cultivo de maíz (derecha)

Elaborado por: Miguel Aguirre

Mediante la aplicación del proyecto de mejora y ampliación aumentará la superficie cubierta por riego y se elevará la eficiencia de conducción y aplicación del agua de riego a nivel parcelario. En la tabla 11 se puede observar que aun manteniendo los mismos rendimientos que en la situación sin proyecto y aumentando el número de familias a 71, el ingreso anual familiar se eleva a 1174usd y el per cápita a 235usd, deduciéndose que el ingreso de la población beneficiaria aumenta en un 55%. Los resultados comparativos, en la situación sin proyecto y con proyecto, son conservadores debido a que no se ha tomado en cuenta el aumento de rendimiento en la producción, por la mejor distribución y aplicación del riego luego de implementarse las medidas de mejora.

Tabla 11. Valor de la producción agrícola (situación con proyecto)

Cultivo	A	%	Rend. anual estimado* por período		Costo de Producción*		Precio Venta Estimado*		Utilidad	
	Ha	Respecto al total cultivado	parcial	Total	parcial	total	parcial	total	parcial	Total
			tm/ha	Tm	usd/ha	usd	usd/ha	usd	usd/ha	Usd
	INVIERNO									
Maíz	17.14	66.79	1.59	27	650	11141	1500	25710	850	14569
Papa	5.86	22.84	11.14	65	1700	9962	4800	28128	3100	18166
Tomate de árbol	2.52	9.82	9	23	1650	4158	5200	13104	3550	8946
Otros	10.37	40.41								
TOTAL CULTIVADO	35.89	140				25261		66942		41681
	VERANO									
Maíz	17.14	218.75	1.59	27	650	11141	1500	25710	850	14569
Papa	5.86	74.79	11.135	65	1700	9962	4800	28128	3100	18166
Tomate de árbol	2.52	32.16	9	23	1650	4158	5200	13104	3550	8946
Otros	10.37	132.35								
TOTAL CULTIVADO	35.89	458.04				25261		66942		41681

U anual =	83362	usd
# familias =	71	
Ingreso Anual		
por familia	1174	usd
per cápita	235	usd

(5 personas por familia en promedio)

* Fuente: MAGAP / INEC. 2008-2010

Elaborado por: Miguel Aguirre

3.6 EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL ACTUAL SISTEMA DE RIEGO

Para poder plantear medidas técnicas, que permitan un mejor funcionamiento del actual sistema de riego, se debe identificar las posibles causas que generan la rotura de las tuberías al momento de accionar las válvulas de compuerta que están instaladas al final de cada red principal. Para esto se debe conocer y evaluar las partes que conforman el actual sistema, y así poder plantear soluciones técnicas que nos permitan mejorar la eficiencia de distribución del recurso hídrico. Esto se debe lograr manteniendo, en lo posible, la mayor cantidad de tuberías instaladas, lo cual viabilice económicamente el actual proyecto de mejora y ampliación.

A continuación se presenta la evaluación hidráulica del actual sistema de riego formado por los siguientes elementos:

- Obra de toma

- Canal principal

- Reservorio

- Red de tuberías y demás obras de arte

3.6.1 Evaluación de la obra de Toma

Como se mencionó en el Capítulo 2 la evaluación técnica de la obra de toma se la ha realizado con la finalidad de verificar si el caudal captado es el mismo, o mayor, al caudal concesionado de 22.95l/s para el directorio de la acequia “Miraflores Alto” y así tener seguridad al momento de diseñar o mejorar las demás subestructuras que conforman el actual sistema de riego (Ver plano 2).

En la compuerta de admisión de la obra de toma, la profundidad aguas arriba es 0.685m y la profundidad aguas abajo es 0.445m, obteniéndose que el coeficiente de descarga para la compuerta es 0.4 (Ver anexo 9).

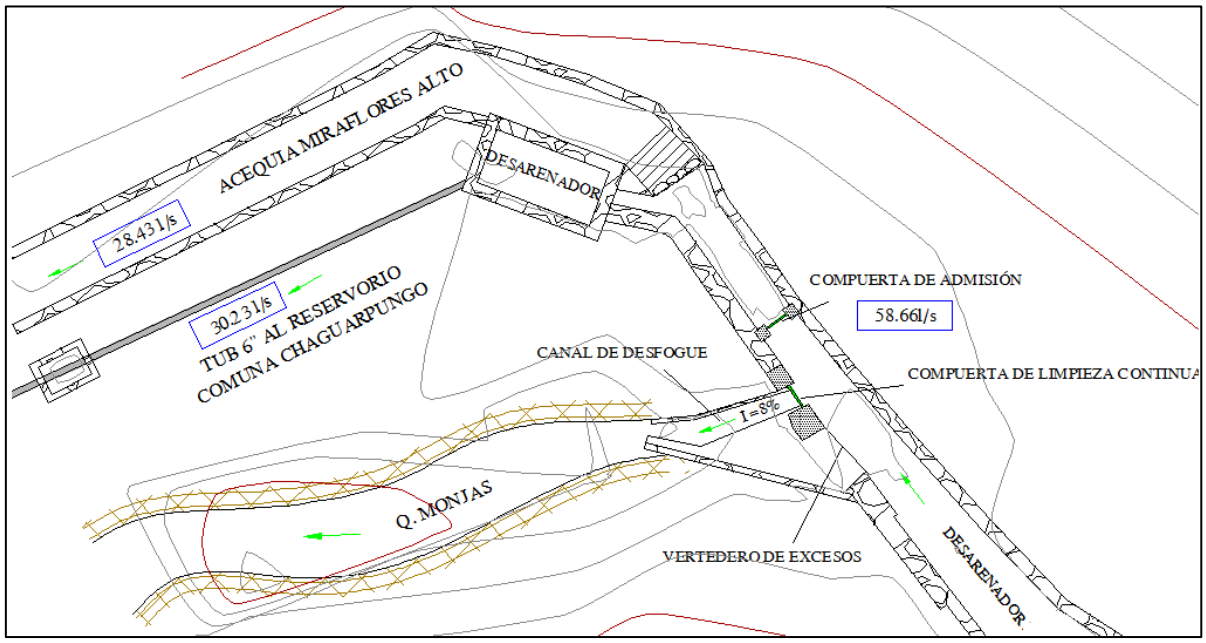
Foto 9. Compuerta de admisión

Elaborado por: Miguel Aguirre

De la evaluación de la obra de toma se ha obtenido que el caudal captado es 58.66l/s y es repartido de la siguiente manera: 30.23l/s para la comunidad de Chaguarpungo y 28.43l/s

para la “Acequia Miraflores Alto”. Finalmente se concluye que el caudal captado, para el riego del barrio Miraflores, es mayor que el caudal concesionado de 23l/s (Ver gráfico 20).

Gráfico 20. Caudales captados en la obra de toma



Elaborado por: Miguel Aguirre

El agua que no es captada en la obra de toma, es devuelta a la quebrada por medio de la compuerta de limpieza continua (0.50x0.82m) que está regulada para dejar una apertura de 8.1cm. Esta compuerta trabaja libre y descarga el agua hacia un canal de 0.20x0.20m cuya pendiente longitudinal es 8%. Se estima que la velocidad de descarga de esta compuerta es superior a 3m/s, efectuándose así un lavado permanente de las arenas depositadas al ingreso de la captación[32].

En épocas de crecidas el agua que no alcanza a ser desalojada por la compuerta de limpieza continua es devuelta a la quebrada por medio de un vertedero de excesos de cresta ancha, de 1.5m de largo por 0.50m de ancho que está ubicado a una elevación de 3311.5msnm.

[32] KROCHIN S., Diseño Hidráulico, p126

Foto 10. Compuerta de limpieza continua de la obra de toma

Elaborado por: Miguel Aguirre

Foto 11. Vertedero de excesos

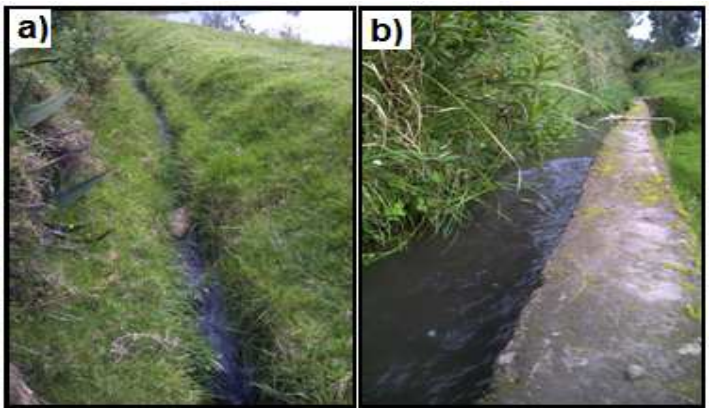
Elaborado por: Miguel Aguirre

Para saber el caudal real que ingresa al reservorio y que es destinado al riego del barrio Miraflores, se ha realizado la evaluación técnica del canal principal mismo que se describe a continuación.

3.6.2 Canal de abastecimiento

La evaluación del canal principal ha sido realizada en dos tramos diferentes: el primero excavado en tierra y el segundo con revestimiento de hormigón. Estos dos tramos están próximos al reservorio, siendo el primero de estos el que refleja una realidad mayoritaria de la situación del canal, debido a que el hormigonado se tiene en apenas 40m que sirve como paso lateral por un corte de apertura de vía (Ver foto 12).

Foto 12. Canal de abastecimiento. **a)** Tramo abierto en suelo natural y **b)** tramo hormigonado

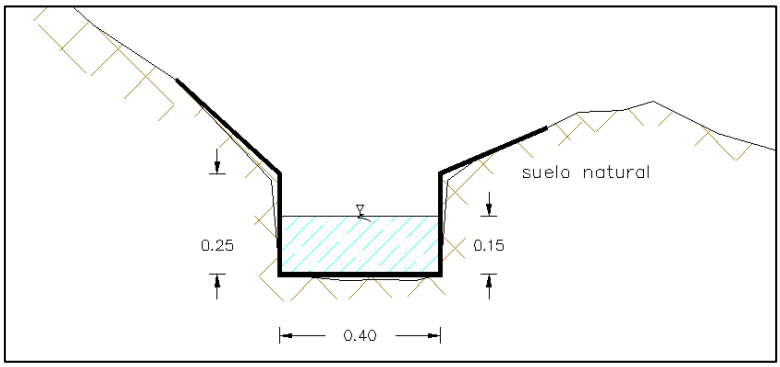


Elaborado por: Miguel Aguirre

Evaluación en el tramo "a"

Para obtener la velocidad media y el caudal, en base al calado observado en cada tramo, se aplicó la fórmula de Manning. Para el tramo "a" se obtuvo el coeficiente de rugosidad (n) mediante el reconocimiento de varios factores primarios[33] como son: tipo de material, grado de irregularidad, vegetación en el fondo y en sus alrededores, cantidad de meandros y variación de la sección transversal a lo largo del trayecto (Ver anexo 10). El tramo de suelo natural en el cual se ha evaluado el canal (Ver foto 12a) está próximo al reservorio y ha sido elegido tomando en consideración la mayor uniformidad posible de las condiciones que caracterizan el canal principal.

Gráfico 21. Sección transversal del canal en el tramo "a"



Elaborado por: Miguel Aguirre

[33] Chow V., 1983, p104-106

En la tabla 12 se muestra los resultados de la evaluación en el tramo a, en la cual se ha determinado que la velocidad del flujo es baja lo que se produce la sedimentación de finos que se acumulan en el fondo del canal y el crecimiento de vegetación según lo observado en inspecciones de campo. Ven Te Chow (1983) señala que en canales abiertos la velocidad mínima admisible para evitar la sedimentación de limos y prevenir el crecimiento de vegetación, que disminuya la capacidad de arrastre, es de 0.76m/s.

Tabla 12. Evaluación del canal principal. Tramo "a"

Ancho (m)	B	0.4
Calado (m)	H	0.15
Pendiente longitudinal (m/m)	I	0.025
Coeficiente de rugosidad de Manning	N	0.075
Velocidad (m/s)	V	0.41
Caudal (l/s)	Q	24.66

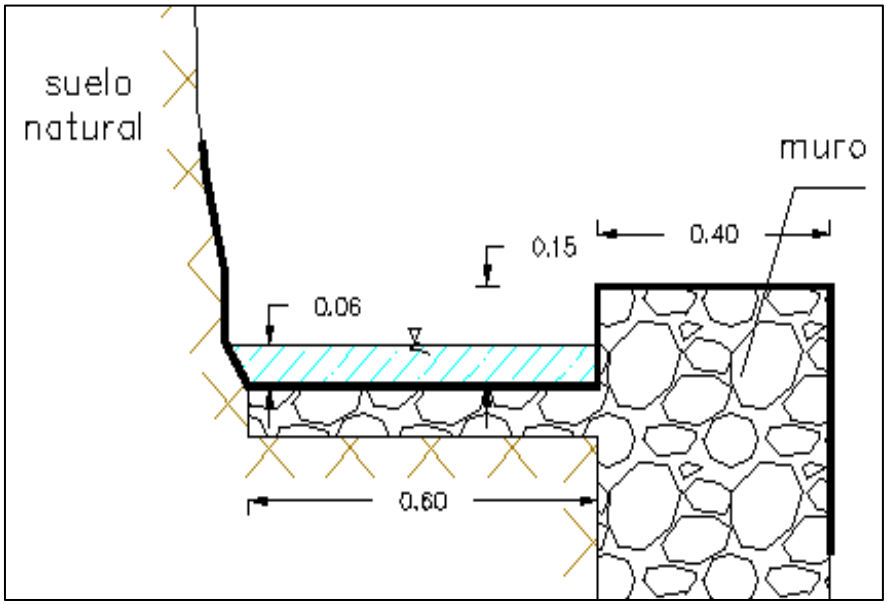
Elaborado por: Miguel Aguirre

Además, Chow señala que la velocidad máxima permitida o velocidad no erosionable es de 1.6m/s, para agua con transporte de limo coloidal en canales de suelo natural y con estratigrafía arcilla limosa como es el caso de la "Acequia Miraflores Alto".

Evaluación en el tramo "b"

La evaluación en este tramo se realizó con la finalidad de ratificar el valor del caudal que ingresa al reservorio obtenido al evaluar el tramo a y así tener seguridad al momento de diseñar o mejorar las estructuras que componen el sistema de riego. Se ha elegido este tramo porque se tiene una longitud considerable (40m) en la cual las condiciones son aceptablemente uniformes en cuanto a sección transversal y a pendiente longitudinal (Ver foto 12b).

Gráfico 22. Sección transversal del canal en el tramo “b”



Elaborado por: Miguel Aguirre

Para este tramo se ha considerado un coeficiente de rugosidad conservador, teniendo en cuenta que el material de recubrimiento es hormigón, para el cual Ven Te Chow recomienda valores entre 0.013 a 0.016. Esto se debe a que un lado del canal es suelo natural con vegetación y además se tiene la presencia de grava en el fondo. A continuación, en la tabla 13, se muestran los resultados de la evaluación en el tramo “b”.

Tabla 13. Evaluación del canal principal. Tramo “b”

Ancho (m)	b	0.6
Calado (m)	h	0.06
Pendiente longitudinal (m/m)	I	0.015
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0.025
Velocidad (m/s)	V	0.66
Caudal (l/s)	Q	23.74

Elaborado por: Miguel Aguirre

De la presente evaluación se concluye (promediando los caudales obtenidos en la evaluación de cada tramo del canal) que el caudal que ingresa al reservorio es

aproximadamente 24l/s, valor que está muy próximo al caudal concesionado de 23l/s y por debajo del caudal derivado en la toma de 28l/s.

Las pérdidas por infiltración son de 4l/s y se desarrollan en el transcurso de 8Km de canal. Estas pérdidas se han determinado por diferencia de caudales en la captación y en el ingreso al reservorio, es decir, entre el inicio y fin del canal. Ante esta condición, se ha estimado que el coeficiente de permeabilidad del suelo (Ver anexo 10) es 10^{-4}cm/s el cual está en el rango de un suelo limoso[34].

La capacidad hidráulica del canal, teniendo una altura libre de 5cm, es de 36l/s siempre y cuando se considere las condiciones analizadas en el tramo a como las predominantes para todo el canal. Con este caudal el calado en el tramo b sería 8cm y se tendría una altura libre de 7cm.

3.6.3 Reservorio

El reservorio tiene problemas de infiltración debido a que no tiene recubrimiento de ningún tipo en la base ni en las paredes laterales (Ver foto 13).

Foto 13. Pérdidas por infiltración en el reservorio

Elaborado por: Miguel Aguirre

[34] KROCHIN, S., 1968, p150

En muestreos de campo se ha estimado que el nivel del agua baja unos 10 cm en un día que no ingrese caudal al reservorio, estando lleno y en condiciones de clima soleado a temperatura promedio de 18ºC. Esto significa que las pérdidas por infiltración y evaporación son de aproximadamente 250m^3/día, teniendo en cuenta que el área superficial, del espejo de agua en el reservorio estando este lleno, es de 2545m^2. Si las pérdidas se mantendrían constantes, el reservorio se vaciaría totalmente al cabo de 40 días lo cual es validado y ratificado por el juez de aguas del grupo de riego Miraflores.

El actual sistema no cuenta con un sistema de decantación y separación de arenas del agua de riego, acumulándose una gran cantidad de sedimentos en el fondo del reservorio que genera la reducción en el almacenamiento de agua.

Actualmente está construido un desarenador que está lleno de sedimentos, por lo que no funciona, tal y como se ha evidenciado en la visita de campo (Ver foto 14).

Foto 14. Reservorio y antiguo desarenador del sistema Miraflores

Elaborado por: Miguel Aguirre

La tubería de toma es de PVC de 200mm de diámetro y 0.8Mpa, cuyo eje está ubicado en la cota 3242.90msnm. Se ha realizado un análisis hidráulico de la toma cuyos resultados se resumen en la tabla 14.

Tabla 14. Datos generales de la tubería de toma

Nivel máximo del agua (msnm)	Cmax	2946.4
Nivel del eje de la tubería (msnm)	Nt	2942.9
Diámetro de la válvula (mm)	Ø	200
Caudal máximo (l/s)	Qmax	195
Velocidad máxima (m/s)	Vmax	7.04
Caudal mínimo (l/s)	Qmin	73.60
Velocidad mínima (m/s)	Vmin	2.66
Tiempo máximo de desembalse (h)	T	17.90

Elaborado por: Miguel Aguirre

El vertedero de excesos se encuentra ubicado en el extremo SW del reservorio, a una elevación de 2947msnm.

3.6.4 Tuberías

El mayor énfasis del diagnóstico técnico se lo ha hecho en las tuberías, debido que han fallado reiterativamente causando grandes perjuicios económicos y la paralización del sistema por largos períodos de tiempo, hasta que a través de la autogestión de los pobladores se logre su reparación y habilitación. Estas reparaciones no han sido realizadas como resultado de una evaluación técnica del sistema con vísperas a corregir fallas técnicas, sino que simplemente se han reemplazado las tuberías con las mismas características que las que han fallado anteriormente.

El colapso de las tuberías se ha presentado y evidenciado en 800m finales de los tramos principales (aproximadamente en 400m del tramo 1 y 400m del tramo 2) como aplastamiento de la tubería por presiones negativas. En base a esta información obtenida de la comunidad e identificados los sitios de colapso en cada tramo, se ha procedido a realizar un análisis técnico del la red de conducción y distribución con la finalidad de determinar las posibles causas de las fallas. Estas posibles causas se describen a continuación y han sido sustentadas con sus respectivas memorias de cálculo que se presentan en los anexos correspondientes:

- No existe un sistema de control de caudal, por lo que al abrir las válvulas de compuerta, que derivan el caudal al parque Yasnán y a la florícola Grupo de la Montaña, se presentan presiones negativas.

En el tramo 1, que va desde el reservorio hasta el parque Yasnán, este problema se presenta cuando el caudal sobrepasa los 26l/s (Ver anexo 11) es decir, que para caudales mayores se tienen presiones negativas. Para efectos de modelación y contrastando con lo expuesto anteriormente, que en el tramo 1 la falla de las tuberías se da en 400m finales del mismo, se ha graficado las líneas piezométricas en el perfil topográfico del tramo 1 y se ha concluido que el caudal descargado por la válvula de purga ubicada al final de este tramo 1 es 30l/s aproximadamente, lo que ocasiona presiones negativas de -20mca (Ver plano 4).

De manera similar se ha procedido en el tramo 2, calculándose las pérdidas para diferentes caudales (Ver anexo 12) y graficando las líneas piezométricas en el perfil topográfico del tramo 2, donde se evidencia que la presión pasa a ser negativa a un caudal superior a 25l/s y para que fallen los 400m finales de este tramo el caudal debe ser 28l/s aproximadamente (Ver plano 5).

- Las válvulas de aire no cubren la demanda. El aire producido en el llenado y vaciado de las tuberías no puede ser evacuado o ingresado de manera eficiente con apenas dos válvulas de aire para todo el sistema. Teniendo en cuenta que sólo entre los dos tramos principales se tiene una longitud de 4km, que transita un caudal mayor a 22l/s y que el desnivel máximo es 145m, se puede concluir que la cantidad de aire evacuado e ingresado por las dos válvulas existentes es mínimo comparado con la cantidad de aire producido en el sistema.

Para estimar la cantidad de aire producido[35] y compararlo con las curvas de aire - vacío *vs* presión diferencial, de acuerdo a las características de las válvulas de aire existentes en el sistema (1" de doble acción) se han analizado tres casos en los cuales se ha determinado los siguientes resultados (Ver anexo 13):

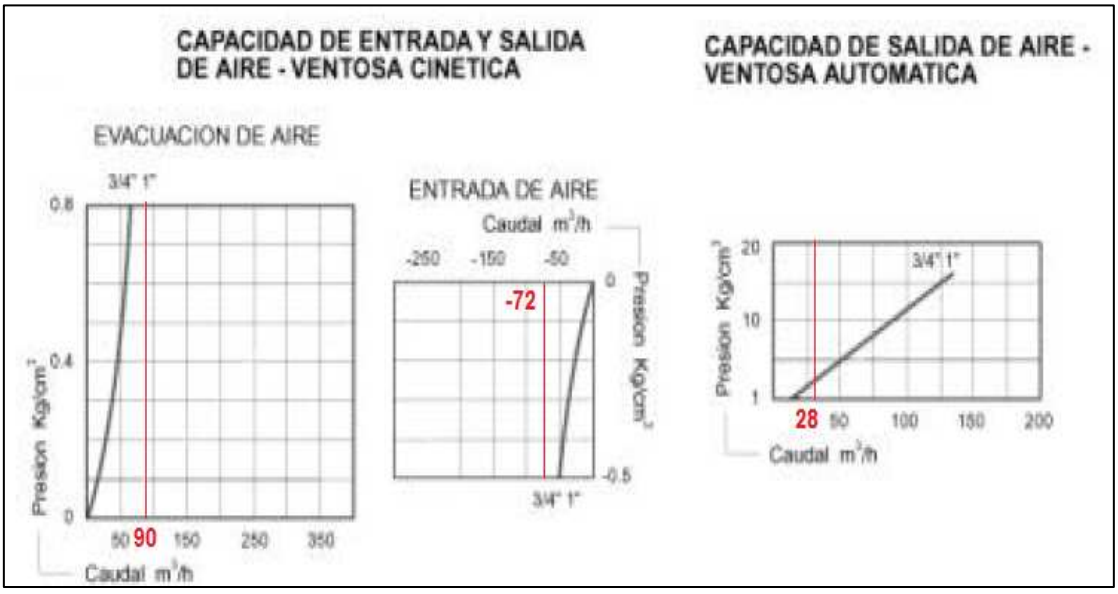
- El Máximo caudal de aire generado en el llenado de las tuberías es 25l/s ($90m^3/h$).

[35] Manual Técnico para el Diseño de Ventosas A.R.I.

- El Máximo caudal de aire necesario para compensar el vaciado de las tuberías es 20l/s (72m^3/h).
- La producción máxima de aire en el sistema de tuberías al estar presurizado es de 8l/s (28m^3/h).

Al comparar la demanda máxima de aire con la capacidad de una válvula de 1" y de doble efecto, se puede observar que la ventosa cinética se cierra a un caudal menor que el máximo producido por lo que el vaciado de aire durante el llenado de la tubería es insuficiente (Ver gráfico 23). De igual manera, la ventosa cinética se cierra con un caudal de vacio menor al máximo generado lo cual no permite la entrada de aire que contrarreste el efecto de vacío que genera una presión de -0.5kg/cm^2 (7.1Psi).

Gráfico 23. Capacidad de una válvula ventosa de 1" y de doble acción



Fuente: Catálogo de ventosas A.R.I, 2010

Elaborado por: Miguel Aguirre

También se ha determinado la velocidad mínima a la cual el flujo arrastra las bolsas de aire acumulado en el sistema de tuberías. Esta velocidad se la conoce como velocidad crítica. La evaluación de las tuberías para determinar la velocidad crítica (Ver anexo 14) ha proyectado los siguientes resultados de la tabla 15.

Tabla 15. Velocidad crítica para que exista arrastre de aire en la Red Principal 1

Diámetro D (mm)	Velocidad crítica Vc (m/s)
200	0.63
160	0.60
140	0.54
110	0.47

Elaborado por: Miguel Aguirre

En la red principal 2 se tienen dos tramos de diferente diámetro, uno de 140mm y otro de 110mm, para los cuales las velocidades críticas son las mismas que las mostradas en la tabla 14 para el diámetro correspondiente.

Es importante que se genere el arrastre de las bolsas de aire ya que estas se almacenan en los puntos altos reduciendo significativamente la sección de las tuberías y disminuyendo su capacidad de transporte. Este efecto de reducción de la sección de las tuberías produce una importante pérdida de carga singular, que hace imposible forzar la salida de las bolsas de aire aumentando la presión cuando el sistema funciona por gravedad.

La existencia de bolsas de aire en las tuberías puede producir aumentos repentinos de presión en diferentes puntos de las mismas que pueden llegar a producir una rotura. Esto se debe a la alta compresibilidad del aire y por ende libera una energía mayor cuando es expulsado[36].

- Existe una mala repartición de caudales parcelarios. Los regantes no son ordenados en los turnos de riego. Inicialmente, cuando el sistema entró en funcionamiento no se entregó el calendario de riego elaborado por los diseñadores del sistema. Actualmente las labores de riego se efectúan cada 6 días, en turnos de 12 horas y no se respeta el riego de parcelas a similar elevación para mantener la presión aproximadamente uniforme.

[36] Manual Técnico para el Diseño de Ventosas A.R.I.

- La descarga parcelaria del caudal de forma directa y a presión atmosférica. Se ha evidenciado que algunos socios del canal Miraflores, descargan directamente el agua de riego sobre las parcelas sin la utilización de emisores, lo que perjudica notoriamente a las personas que utilizan los aspersores pues no reciben la cantidad de agua que les corresponde.

Otras posibles causas de la rotura de las tuberías son: la presencia de golpes de ariete por la manipulación de las válvulas de paso y la sobrepresión a la que trabajan las tuberías en los tramos finales una vez que se cierran las válvulas de purga. En este último caso, la presión depende únicamente del desnivel con respecto al reservorio que en la red principal 1 es 145m y 150m en la red principal 2 (Ver planos 4 y 5).

El análisis de tiempos mínimos de apertura para prevenir el golpe de ariete por la manipulación de las válvulas de paso instaladas en la red principal de tuberías, se encuentra en el anexo 15 del cual se podría concluir que las válvulas de purga en cada uno de los tramos deben ser operadas en tiempos mayores a 10 segundos.

3.7 CONCLUSIONES DE LA EVALUCIÓN HIDRÁULICA

A continuación se resume el diagnóstico hidráulico del actual sistema de riego Miraflores:

Tabla 16. Principales conclusiones de la Evaluación Hidráulica

OBRA DE TOMA	- Funciona correctamente - El caudal captado es 28l/s, 5l/s más que el caudal concesionado
CANAL PRINCIPAL	- El canal principal está excavado en suelo natural sin ningún tipo de revestimiento - La sección transversal varía a lo largo del recorrido - Las pendientes longitudinales del canal son fuertes y varían entre 1 a 4.5% - Los taludes transversales son casi verticales - Existe erosión en los márgenes y base del canal - Desarrollo de gran cantidad de vegetación que reduce la

	capacidad del canal - Un caudal de 4l/s se pierde por filtración en un trayecto de 8km de recorrido - La capacidad hidráulica actual del canal es 36l/s
RESERVORIO	- Esta excavado en suelo natural y no tiene recubrimiento de ningún tipo - Tiene una capacidad de 9173m^3 - La altura de agua en el reservorio son 4m - Los taludes internos son fuertes. Forman ángulos de hasta 60º con la horizontal - Los taludes externos son suaves. Forman un ángulo de 26º con la horizontal - No hay separación de sólidos del agua de riego. Estos se depositan en el fondo del reservorio reduciendo su capacidad - Existe una capa de 50cm aproximadamente de lodo almacenado en la base del reservorio - Filtraciones en los taludes y fondo que representan una pérdida máxima de 250m^3/día
RED DE DISTRIBUCUÓN	- Desgaste en las tuberías por abrasión debido a la circulación de arenas con el agua de riego - Presencia de sobrepresiones en los tramos finales de las tuberías matrices - Se tiene presiones negativas por excesos de caudal
VÁLVULAS DE AIRE	- Apenas dos válvulas de aire para todo el sistema - El aire no es evacuado e ingresado en la cantidad adecuada, de acuerdo a los requerimientos del sistema
VÁLVULAS DE PASO	- En su gran mayoría son de apertura rápida lo que podría estar causando golpes de ariete - No existe una adecuada sectorización del sistema para un reparto uniforme del caudal
ASPERSORES	- Los aspersores actuales no son adecuados para el suelo del barrio Miraflores ya que este presenta gran cantidad de finos

	entre limos y arcillas - Descarga directa a la atmósfera sin la utilización de emisores, por parte de algunos usuarios, generando pérdidas en la presión del sistema y un reparto de caudal no uniforme

CAPÍTULO 4

DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA MEJORA Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO MIRAFLORES

En base a la evaluación hidráulica, el proyecto de riego Miraflores presenta varios problemas de carácter técnico que han generado un bajo rendimiento en la producción agrícola con sus respectivas consecuencias económicas desfavorables para el sector. Por esta razón, es necesario hacer correctivos que permitan una adecuada distribución y uso eficiente del agua de riego.

La propuesta de mejora del actual proyecto de riego consiste principalmente en:

- La obra de toma funciona correctamente por lo que no es necesario intervenir en modificaciones que alteren su comportamiento hidráulico. Basta con hacer un mantenimiento de esta obra y sus alrededores.

- Revestir el canal principal para minimizar las pérdidas por infiltraciones

- Separar material sólido y flotante del agua de riego previo al ingreso al reservorio, para proteger al sistema de distribución, tanto contra la abrasión como contra el taponamiento que puede producirse en el sistema presurizado.

- Impermeabilizar con geomembrana el reservorio de acuerdo con las propiedades geomecánicas del suelo en el cual se encuentra construido.

- Instalar válvulas hidráulicas reguladoras de presión para controlar sobrepresiones en la red de distribución.

- Instalar válvulas de aire en sitios estratégicos para garantizar el ingreso y expulsión de aire, en cantidades adecuadas, del sistema de distribución durante los procesos de llenado, vaciado y normal funcionamiento del sistema presurizado.

- Instalar válvulas reguladoras de caudal como limitantes del caudal, para evitar la generación de presiones negativas causadas por la descarga de caudal excesivo.

- Seleccionar los aspersores más adecuados, que no produzcan erosión ni percolación, para realizar las actividades de riego por aspersión en armonía con el tipo de suelo, topografía y condiciones atmosféricas de la zona del proyecto.

- Realizar el diseño parcelario de todos los lotes que conforman el sistema de aspersión Miraflores incluyendo el área de extensión, para garantizar que el reparto del agua sea uniforme en toda la superficie de riego y que el funcionamiento de la red de distribución garantice la vida útil de los materiales.

4.1 REVESTIMIENTO DEL CANAL PRINCIPAL

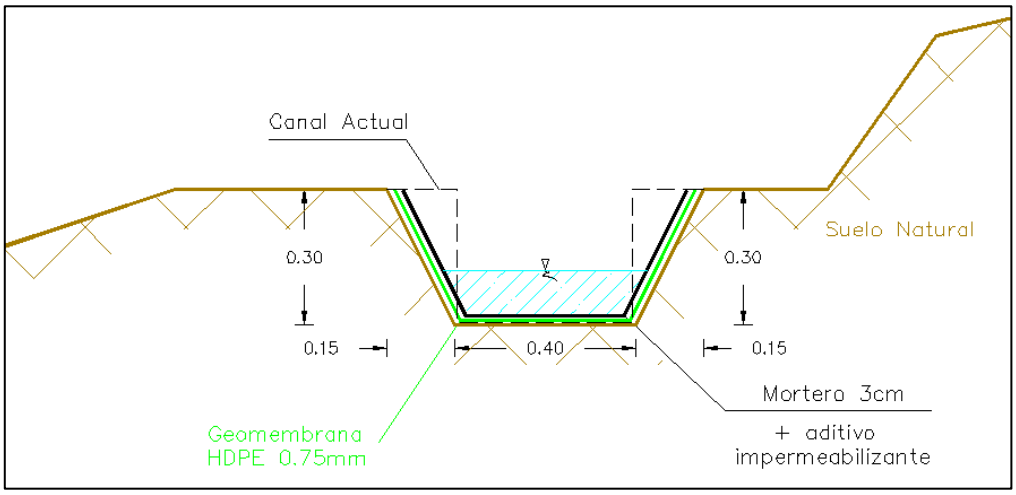
Con el revestimiento del canal se pretende reducir las pérdidas por infiltración, estabilizar los taludes laterales, reducir las pérdidas por rugosidad y evitar el crecimiento de vegetación acuática en el canal.

Existen varios tipos de revestimiento que pueden ser aplicados al canal principal por lo que se ha analizado cada uno de ellos para posteriormente seleccionar el más adecuado en base a la eficiencia hidráulica, facilidad constructiva y bajo costo de operación y mantenimiento.

La actual propuesta de mejora del canal comprende un revestimiento con mortero de arena y cemento de 3cm de espesor sobre una capa de geomembrana de HDPE (polietileno de alta densidad) de 0.75mm. La sección transversal del canal debe ser trapezoidal de 0.4m de base por 0.30m de altura y taludes H:V de 1/2:1.

Para el diseño de la sección transversal en base a la eficiencia hidráulica del canal se ha considerado varios factores como: caudal máximo, material de recubrimiento que determina el coeficiente de rugosidad, velocidad mínima para garantizar la auto limpieza del canal, velocidad máxima para que no exista erosión del material de recubrimiento, pendiente del fondo del canal, altura libre o de seguridad, tipo de suelo y de revestimiento que determinan la inclinación de los taludes laterales.

Gráfico 24: Sección Transversal del Canal Principal



Elaborado por: Miguel Aguirre

Luego del proyecto de mejora, el canal tendrá una capacidad máxima de 30l/s, mayor al caudal captado en la obra de toma de 28l/s para tener un margen de seguridad debido a que las pendientes son fuertes y se desarrolla flujo en régimen supercrítico.

La dimensión de la base se ha fijado teniendo en cuenta la excavación actual del canal para que la conformación de la nueva sección transversal de forma trapezoidal sea fácil de concebir mediante el corte del suelo natural y evitando acciones de relleno.

Para efectos de diseño se ha empleado la ecuación de Manning asumiendo un coeficiente de rugosidad n=0.015 para el mortero de revestimiento. Este valor es conservador, ya que Chow V.T. recomienda valores entre 0.013 a 0.016 (generalmente 0.015) y dependerá del alisado final del mortero que conforme el cuerpo del canal.

La velocidad mínima calculada para el canal es de 0.95m/s[37] que está por encima de la mínima recomendada en la literatura técnica de 0.6m/s[38] para evitar la sedimentación de limos en el fondo del canal y consecuentemente el crecimiento de vegetación.

[37] En base a un caudal mínimo de 20l/s captado en la obra de toma de acuerdo a la evaluación técnica

[38] CHOW, V. T., 1983

Por otro lado, la velocidad máxima calculada es de 1.60m/s, que está por debajo de la máxima recomendada por el U.S. Bureau of Reclamation de 2.5m/s para evitar la erosión de canales revestidos con hormigón simple.

El trazado del canal se mantiene (Ver plano 1) por lo que las pendientes longitudinales son fuertes y varían entre 1% a 4.5%. El flujo que se desarrolla en la mayoría del canal es supercrítico (Y_c=8.5cm) y la altura libre debe ser la suficiente para que las ondas o variaciones de nivel no desborden el canal.

La altura libre ha sido diseñada para cumplir con lo especificado por la U.S. Bureau of Reclamation de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F = \sqrt{CY} \qquad \textbf{(4.1)}$$

Donde:
F = altura libre (ft)
C = 1.5 para canales de hasta 0.5m^3/s
Y = máxima profundidad del agua (ft)

La altura libre calculada mediante la ecuación 4.1 es 20cm y sumada al calado crítico se obtiene la altura total del canal de 30cm.

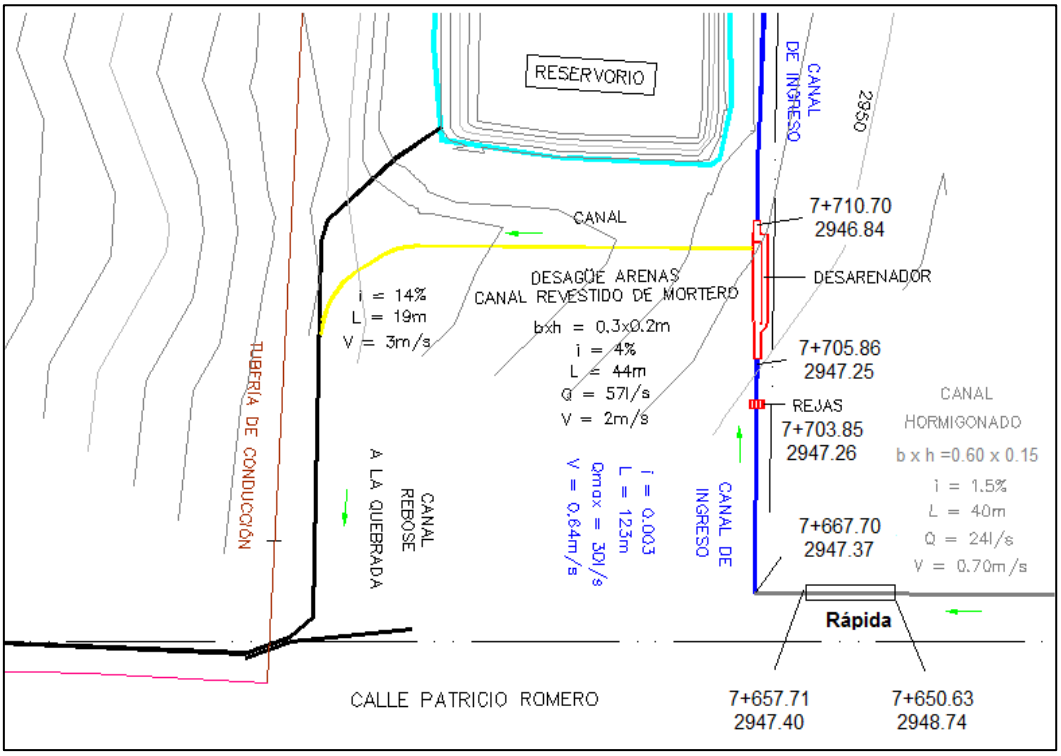
4.2 SEPARACIÓN DE ARENAS, MATERIAL SÓLIDO Y FLOTANTE DEL AGUA DE RIEGO

El único tratamiento del agua de riego a implementarse en el sistema Miraflores consiste en procesos físicos, los cuales tienen el objeto de remover sólidos gruesos, arenas y gravillas para proteger el sistema de distribución. Las unidades de tratamiento son:

- Rejilla de cribado del material grueso
- Tanque desarenador para la remoción de partículas de origen mineral

A continuación se muestra la zona de implantación de las obras de tratamiento

Gráfico 25: Planta de la implantación de las obras de tratamiento



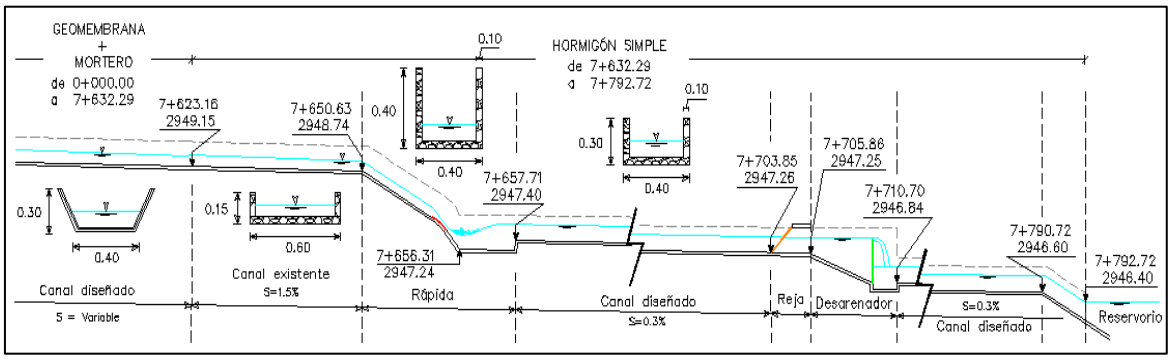
Elaborado por: Miguel Aguirre

Debido a que la pendiente actual del canal, donde se debe implantar las unidades de tratamiento es fuerte (1.5%), el escurrimiento que en él se produce es supercrítico, por lo que la eficiencia en la remoción de sólidos sería baja debido a la turbulencia del flujo. Se realiza por lo tanto el cambio de régimen previo a los procesos de remoción de sólidos y flotantes.

Para el cambio de régimen de supercrítico a subcrítico se ha considerado reducir la pendiente del canal de entrada a las obras de tratamiento a 0.3%, con el propósito de que el agua circule a baja velocidad (no menor a 0.6m/s) para evitar la sedimentación de los sólidos y facilitar la operación de las unidades de remoción.

Para reducir la pendiente del canal principal se ha diseñado una rápida (Ver plano 8) que debe ser implantada en el canal a 143m del reservorio.

Gráfico 26. Perfil de la implantación de las obras de tratamiento



Elaborado por: El Autor.

4.2.1 RÁPIDA

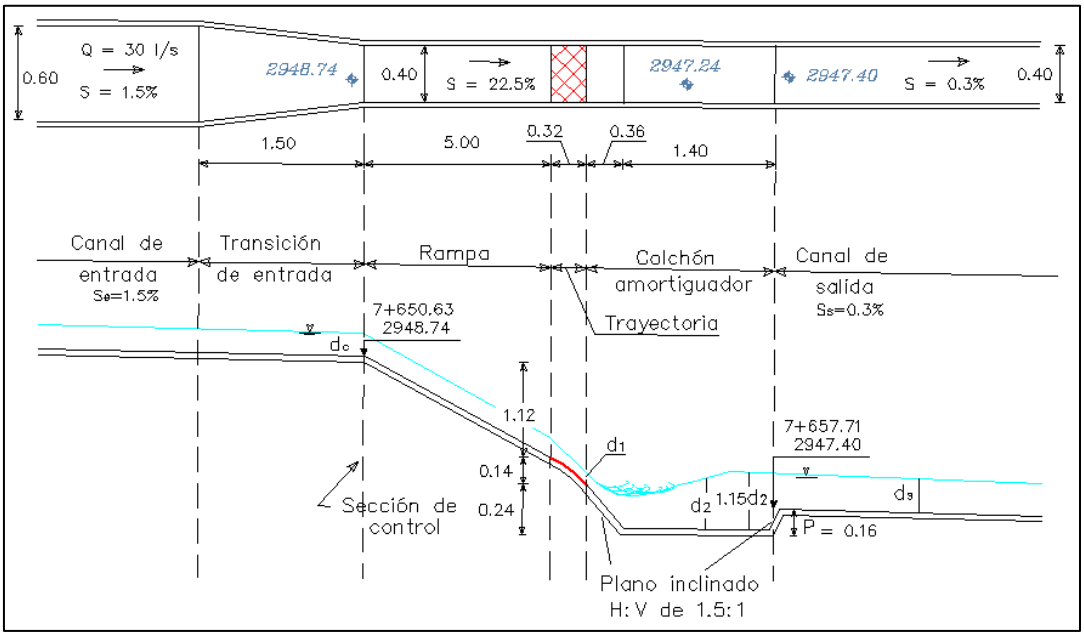
En la rápida se distingue los siguientes elementos principales:

- Transición de entrada.- evitan la formación de ondas que podrían causar perturbaciones en la rápida y colchón amortiguador
- Rampa.- flujo en régimen supercrítico
- Trayectoria.- curva parabólica que une la rampa con el inicio del colchón amortiguador. Evita que el agua se separe de la plantilla produciendo vibraciones y erosión.
- Colchón amortiguador.- disipa la energía cinética del agua para evitar la erosión de la estructura y permite el cambio de pendiente en el canal principal

En el gráfico 27 se ilustra la rápida que se debe implantar en el canal principal para permitir el cambio de régimen de supercrítico a subcrítico.

El cálculo de la rápida se encuentra en el anexo 16.

Gráfico 27. Implantación de transición, rápida y canal de entrada



Elaborado por: Miguel Aguirre

4.2.1.1 Transición de entrada

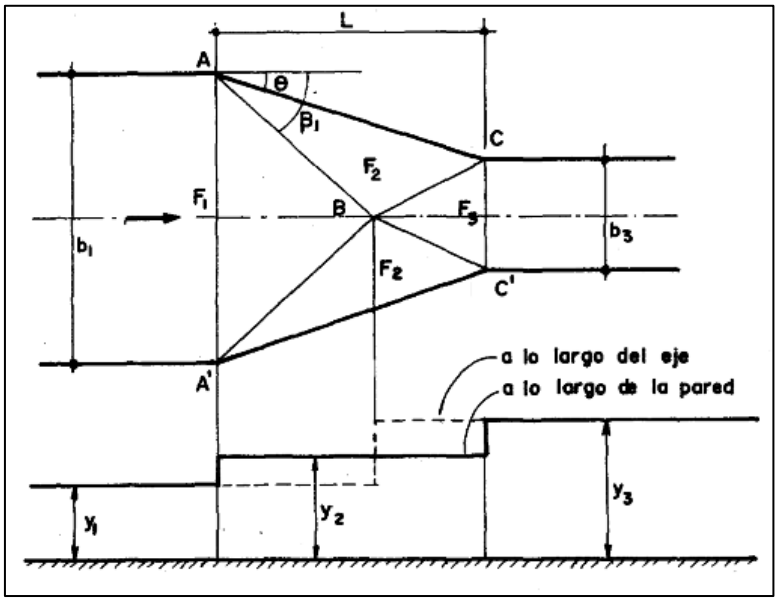
La transición de entrada es una convergencia en la cual el flujo es supercrítico, por lo que existe la formación de ondas cruzadas simétricas con respecto al eje longitudinal de la transición.

La longitud de transición a la entrada ha sido determinada por el método de Ippen y Dawson[39] garantizando que el rebote de ondas cruzadas coincida con la sección final de la transición. Este método es válido para transiciones rectas, de fondo horizontal y flujo en régimen supercrítico.

En el gráfico 28 se observa que el punto B es donde se intersecan las ondas de rebote en el punto A y A' y a partir del cual se genera un resalto hidráulico oblicuo que genera que las ondas alcancen las paredes en los puntos C y C', que deben coincidir con la sección final de la transición, evitando la formación de ondas cruzadas que viajarían a través de la rápida hasta alcanzar el colchón disipador de energía reduciendo su eficiencia.

[39] CHEREQUE Wendor. 1989

Gráfico 28. Mecánica de las ondas de transición convergentes en régimen rápido



Fuente: CHEREQUE W., 1989

La resolución del método de Ippen y Dawson se lo ha realizado por iteraciones, con la ayuda de ábacos del salto hidráulico oblicuo proporcionado por la literatura técnica[40] y de donde se ha obtenido que el ángulo de transición (θ) sea 4°.

La longitud de transición (L) se obtiene con la siguiente ecuación[41]:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2tg\theta} \qquad \textbf{(4.2)}$$

Donde:

b_1: ancho del canal aguas arriba de la transición (m)

b_3: ancho del canal aguas abajo de la transición (m)

θ: ángulo entre la transición y el eje del canal (°)

De la ecuación (4.2) se ha obtenido que la transición de entrada sea de 1.5m de largo para lograr que el flujo llegue a la rápida sin perturbaciones.

[40] CHOW V., T. 1983, p402

[41] KROCHIN S. 1968, p41

4.2.1.2 Rampa

La rampa ha sido diseñada como un canal de sección rectangular en base al caudal de diseño (30l/s)[42] material de recubrimiento y pendiente según el desnivel que se quiere librar con la rápida.

El desnivel ha sido repartido en la rápida, la trayectoria parabólica y un plano inclinado H:V de 1.5:1 que conecta la trayectoria con el cuenco disipador de energía, según lo recomendado por la literatura técnica[43] (Ver plano 8).

El flujo en la rampa tiene un Número de Froude (F) de 8.2, cumpliéndose así con el criterio de diseño de resalto hidráulico estable[44] con F entre 4.5 y 9.

4.2.1.3 Trayectoria parabólica

Para calcular el perfil de la trayectoria se ha usado un sistema de ejes cuyo origen de coordenadas coincide con el final de la rampa. La longitud horizontal de la trayectoria (xf) se obtiene mediante la siguiente ecuación[45]:

$$xf = \frac{0.666 - S}{g} v^2 \qquad \textbf{(4.3)}$$

Donde:
S: pendiente de la rampa (m/m)
g: gravedad (9.81m/s^2)
v: velocidad en la rampa (m/s)

La trayectoria sigue la siguiente expresión recomendada por Chereque W, (1989):

[42] Mismo caudal de diseño para el canal principal

[43] Us Bureau of Reclamation. Diseño de presas pequeñas. 1981

[44] CHOW V., T. 1983

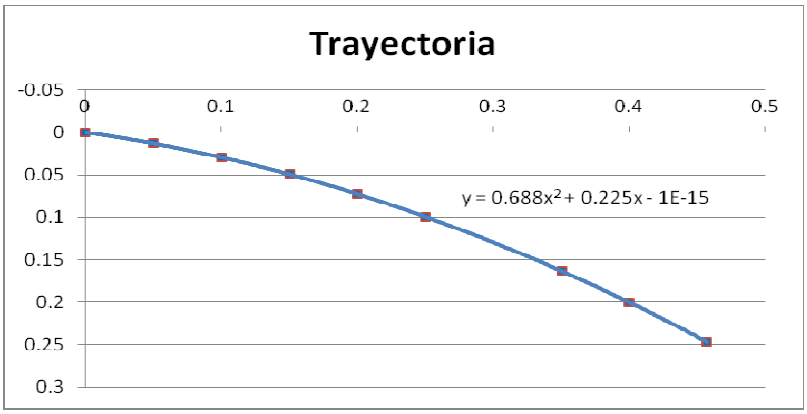
[45] CHEREQUE Wendor. 1989

$$y = Sx + \frac{g}{2v^2} x^2 \qquad \textbf{(4.4)}$$

Siendo (x) la abscisa a parir del origen

Al reemplazar el valor de xf en la ecuación anterior, se obtiene la caída total (yf) en la trayectoria. En el siguiente gráfico se muestra la trayectoria obtenida para el caso actual.

Gráfico 29. Trayectoria parabólica en la rápida



Elaborado por: Miguel Aguirre

4.2.1.4 Cuenco disipador de energía

Para determinar las dimensiones del colchón amortiguador se debe conocer las condiciones en las que el agua llega al pie de la trayectoria (calado y velocidad) para lo cual se aplicó Bernoulli[46] entre el inicio de la trayectoria y el final del plano inclinado 1.5:1

$$H_1 = hv + d + yf + p' - d_1 \qquad \textbf{(4.5)}$$

Donde:

H_1: carga de velocidad al final del plano 1.5:1 (m)

hv: carga de velocidad en la rampa (m)

d: calado en la rampa (m)

[46] CHOW V., T. 1983

yf: proyección vertical de la trayectoria (m)

p': altura del plano 1.5:1 (m)

d_1: calado al pie de la trayectoria (m)

La carga de velocidad (H_1) se la ha determinado mediante la siguiente ecuación[47]:

$$H_1 = \frac{v_1^{\,2}}{2g} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Donde:

v_1: velocidad al final de la trayectoria (m/s)

g: gravedad (9.81m/s^2)

Dando valores a d_1 se ha calculado v_1 mediante las ecuaciones (4.5) y (4.6), además, el valor de d_1 debe cumplir con la siguiente ecuación[48]:

$$d_1 = \frac{Q}{bv_1} \qquad \textbf{(4.7)}$$

Donde:

Q: caudal de diseño (m^3/s)

b: ancho de la rampa (m)

Una vez obtenido d_1 y v_1 se ha calculado el número de Froude (F_1) aguas arriba del resalto, con la siguiente ecuación[49]:

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}} \qquad \textbf{(4.8)}$$

Al igual que en la rampa, el valor de F_1 debe satisfacer un resalto estable. Con los valores de F_1 y d_1 se ha obtenido el calado aguas abajo del resalto (d_2) mediante la siguiente ecuación[50]:

---

[47] STREETER W., 1981

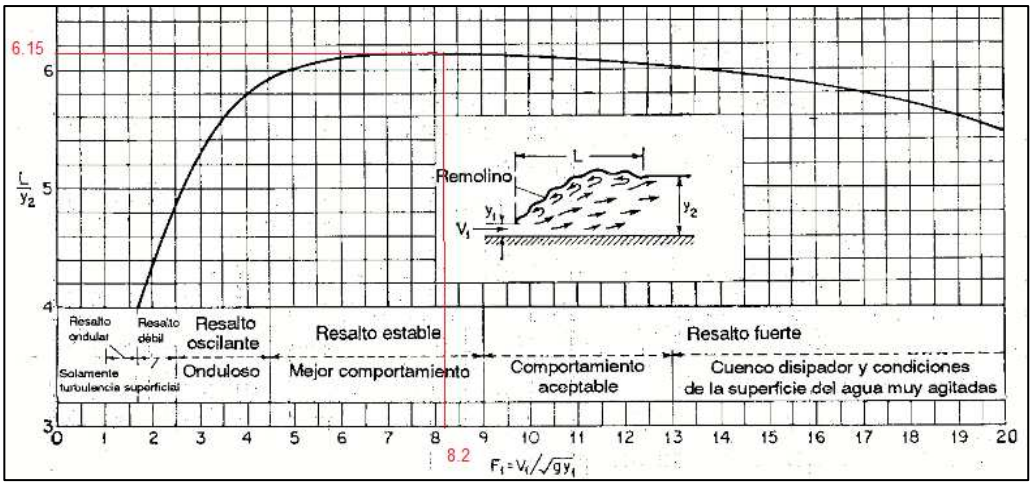
[48] SHAMES I., 1967

[49] CHOW, V. T., 1983

$$d_2 = \frac{d_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^{\,2}} - 1\right) \qquad \textbf{(4.9)}$$

Con F_1 y d_2 se ha ingresado al gráfico 30 para determinar la longitud del cuenco amortiguador (L).

Gráfico 30. Longitud del resalto en términos del calado aguas abajo d_2



Fuente: CHOW, V. T., 1983

Modificado por: Miguel Aguirre

La profundidad del colchón (P) ha sido determinada mediante la siguiente ecuación[51]:

$$P = 1.15d_2 - ds \qquad \textbf{(4.10)}$$

Donde:

d_2: calado aguas arriba del resalto (m)

ds: calado en el canal de salida (m)

A continuación se resume los datos y resultados del diseño de la rápida (Ver anexo 16 y plano 8):

[50] BUREAU OF RECLAMATION. Diseño de Presas Pequeñas. 1981

[51] BUREAU OF RECLAMATION. Diseño de Presas Pequeñas. 1981

Tabla 17. Datos generales de la rápida

Caudal máximo (l/s)	Qmax	30
Base (m)	B	0.40
Altura (m)	H	0.40
Calado crítico (m)	d_c	0.08
Velocidad en la rápida (m/s)	V	2.67
Froude al final de la rápida	F_1	8.2
Longitud cuenco disipador (m)	L	1.40
Profundidad cuenco disipador (m)	P	0.16

Elaborado por: Miguel Aguirre

Como se puede observar en la tabla anterior, la base de la rápida presenta la misma dimensión del canal de ingreso a las obras de tratamiento y por lo tanto no existe transición de salida en la rápida.

4.2.2 CANAL DE ENTRADA

El canal de entrada a las obras de tratamiento nace al final de la rápida con una pendiente suave que permita el desarrollo de flujo subcrítico al llegar a la reja. Los datos generales del canal de entrada se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 18. Datos generales del canal de entrada a las obras de tratamiento

Caudal máximo (l/s)	Qmax	30
Base (m)	B	0.40
Calado (m)	d	0.12
Pendiente longitudinal (m/m)	I	0.003
Coeficiente de rugosidad	n	0.015
Velocidad (m/s)	V	0.64

Elaborado por: Miguel Aguirre

4.2.3 DISEÑO DE LA REJA

Para la mejora del actual sistema de riego, se ha considerado implementar un sistema de rejas que retenga los sólidos gruesos y flotantes que recoge el canal principal en su trayecto.

La reja ha sido dimensionada en base a los siguientes criterios de diseño:

- Los caudales de diseño máximo, medio y mínimo son 30, 24 y 20l/s respectivamente. El cálculo de la reja se encuentra en el anexo 17.

- Las pletinas que conformarán la reja serán de 0.5cm de ancho y tendrán una separación libre de 2cm entre ellas. La eficiencia de retención en la reja es de 80% y ha sido determinado mediante la siguiente ecuación[52]:

$$E = \frac{a}{a+t} \times 100 \qquad \textbf{(4.11)}$$

Donde:
E: eficiencia de la reja (%)
a: separación de las barras (cm)
t: espesor de las barras (cm)

- La velocidad a través de la reja limpia es 0.3m/s y la velocidad con un 50% de obstrucción de la reja es 0.6m/s

- Esta velocidad debe mantenerse más o menos constante para todos los caudales de diseño y ha sido estimada con la siguiente ecuación[53]:

$$V = Q / Au \qquad \textbf{(4.12)}$$

Donde:
V: velocidad del flujo a través de la reja (m/s)

[52] GOMELLA C., GUERREE H. 1977

[53] CHOW, V. T., 1983

Q: caudal (m^3/s)
Au: área útil (m^2)

- El área útil de la reja debe ser modificada de acuerdo a su eficiencia de retención y así obtener el área total de la reja (S) con la siguiente ecuación[54]:

$$S = Au / E \quad \textbf{(4.13)}$$

- Para calcular el ancho de la reja (B) se parte de S y se asume que el calado en la reja (h) es el mismo que en el canal de ingreso a caudal máximo[55].

$$B = S / h \quad \textbf{(4.14)}$$

Donde:
h: calado en el canal de entrada (m)

- El porcentaje de obstrucción permitido en la reja es 50%, condición para la cual se ha calculado una pérdida de carga de 2cm.

- La reja ha sido diseñada con una inclinación de 70º con respecto al fondo del canal para facilitar la acción del operario durante la extracción manual de los sólidos acumulados.

- Debido a que el flujo en el canal de entrada es subcrítico, se ha considerado que las transiciones de entrada y salida formen un ángulo suave de 12.5° para que la distribución de la velocidad sea uniforme según lo recomendado en la literatura técnica[56].

Las transiciones han sido calculadas con la ecuación (4.2) obteniéndose longitudes de 0.45m a la entrada y salida de la reja.

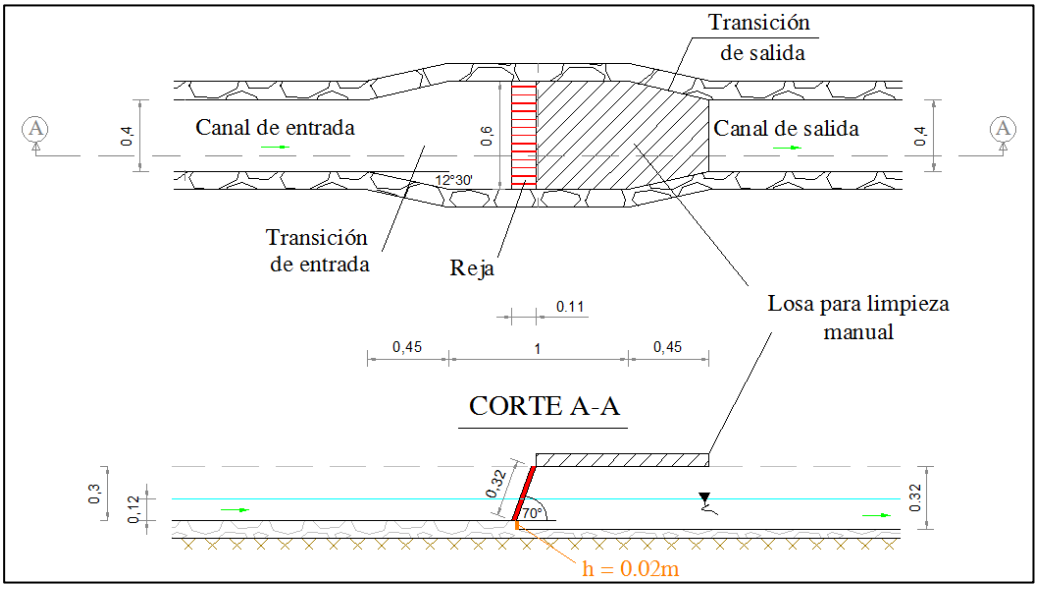
[54] GOMELLA C., GUERREE H. 1977
[55] SAIN J., 2005
[56] KROCHIN S. 1968

Como resultado del diseño se ha obtenido que el ancho total de la reja sea de 0.6m y el alto 0.32m (Ver plano 9).

El material retenido por la reja debe ser depositado en tachos recolectores, separando sólidos de origen orgánico e inorgánico, que posteriormente deberán ser entregados al camión recolector que pasa dos veces por semana por la calle Patricio Romero ubicada a 40m de la obra.

A continuación se muestra el detalle de la reja a implantarse en el canal para el cribado del agua de riego del proyecto por aspersión Miraflores:

Gráfico 31: Reja a implementarse en el actual sistema de riego



Elaborado por: Miguel Aguirre

4.2.4 DISEÑO DEL DESARENADOR

El nuevo desarenador ha sido diseñado como un canal alargado de sección rectangular donde el agua debe circular a una baja velocidad horizontal que permita la sedimentación de partículas de origen mineral (arenas) con un diámetro mayor o igual a 0.2mm (Ver plano 9).

El espesor de la partícula a sedimentar[57] ha sido recomendado por el departamento técnico de Jhon Deer Wather, debido a que partículas mayores a 0.2mm generan daños en los diafragmas de las válvulas hidráulicas que serán implementadas como parte de la propuesta de mejora del actual sistema. Por esta razón, se debe lograr la máxima eficiencia posible en el tanque desarenador para que el sistema no tenga que paralizarse en tiempos no programados por acciones de mantenimiento de las válvulas.

También, se debe separar las arenas para proteger al sistema de distribución contra efectos de abrasión e impedir que estas lleguen al reservorio y se depositen reduciendo su capacidad de almacenamiento.

El desarenador será de lavado intermitente cuyos criterios de diseño y cálculo se describen a continuación:

- Estará conformado por una sola cámara debido a que el caudal es pequeño

- El flujo que ingresa por el canal estará en régimen subcrítico con una velocidad baja de 0.64m/s y una pendiente suave de 0.003m/m (Ver tabla 19).

- Para efectos de limpieza y mantenimiento del desarenador, se ha diseñado un canal by-pass que entra en funcionamiento mediante la manipulación de las compuertas de admisión (Ver gráfico 32).

- El caudal de diseño del desarenador es 30l/s y es el máximo caudal que puede ser conducido por el canal principal. El cálculo del desarenador se encuentra en el anexo 18.

- La velocidad del flujo en el desarenador debe estar entre 0.1 y 0.4m/s para que los granos de arena se detengan en el fondo y no sean arrastrados por el flujo. Según Dubuat (1800) para arenas finas, esta velocidad debe estar cercana a 0.16m/s y se

[57] Krochin S., recomienda para sistemas de riego sedimentar partículas con un d≥0.5mm

relaciona con el caudal de diseño para determinar las dimensiones de la sección transversal de la cámara de sedimentación mediante la siguiente ecuación[58]:

$$A = Q / Vh \qquad \textbf{(4.15)}$$

Donde:

A: área de la sección transversal del desarenador (m^2)

Q: caudal de diseño (m^3/s)

Vh: velocidad horizontal del flujo en el desarenador (m/s)

- Según Vedeneyev (1980) la velocidad de sedimentación para una arena de 0.2mm de diámetro es 2.16cm/s.

- Para obtener la longitud del desarenador se ha utilizado la siguiente ecuación recomendada por Krochin S., (1968):

$$L = k \times H \times Vh / W \qquad \textbf{(4.16)}$$

Donde:

L: longitud del desarenador (m)

k: coeficiente que varía entre 1.2 a 1.5 y depende de la importancia de la obra. En este caso se ha tomado k=1.5.

Vh: velocidad horizontal del flujo en el desarenador (m/s)

W: velocidad de sedimentación de la partícula a sedimentar (m/s)

- El fondo del desarenador debe tener una gradiente fuerte del 2 al 6% para que el lavado del tanque sea rápido y genere el arrastre de los sedimentos.

- La transición en la unión del canal de entrada al desarenador forma un ángulo suave de 12º30’ para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.

- El vertedero de cresta delgada debe trabajar libre y la velocidad de paso debe ser pequeña para causar la menor turbulencia posible en la cámara desarenadora. En la

[58] KROCHIN S. 1968

literatura técnica[59] se recomienda que la velocidad en el vertedero sea menor a 1m/s y que la carga máxima sobre él, sea 0.25m.

- En este caso en particular, debido a que el caudal es pequeño, se ha diseñado el vertedero como un cuarto de círculo, de radio igual al ancho B del desarenador y cuyo centro coincide con el final de la cámara de sedimentación (punto "o" en el gráfico 32). La carga sobre el vertedero ha sido obtenida mediante la siguiente ecuación recomendada por Krochin S:

$$h = \frac{Q}{(Mo \times L)^{2/3}} \qquad \textbf{(4.17)}$$

Donde:

h: carga sobre el vertedero (m)

Q: caudal de diseño del desarenador (m^3/s)

L: longitud de la cresta del vertedero = $0.5\pi B$ (m)

Mo: coeficiente de descarga del vertedero que varía entre 1.8 y 2. En este caso se ha determinado que Mo es 1.87 (con h = 6.6cm a caudal máximo) mediante la siguiente ecuación:

$$Mo = \left(0.407 + \frac{0.045h}{h + P1}\right) \times \left[1 + 0.205\left(\frac{h}{h + P1}\right)^2\right] \times \sqrt{2g} \qquad \textbf{(4.18)}$$

Siendo:

P1: elevación de la cresta sobre el fondo aguas arriba (m)

g: aceleración de la gravedad (m^2/s)

[59] KROCHIN S. 1968

- Con la carga h, la longitud de la cresta B y el caudal máximo se ha obtenido la velocidad de paso por el vertedero.

- Para el diseño de la compuerta de lavado se ha utilizado la siguiente ecuación[60]:

$$Q = Cab`\sqrt{2gH'} \qquad \textbf{(4.19)}$$

Donde:
C: coeficiente de descarga de la compuerta. Para efectos prácticos, Sotelo (2002) recomienda C igual a 0.6
a: apertura de la compuerta (m)
b': ancho de la compuerta (m)
H': carga sobre la compuerta (m)

- La velocidad de descarga en la compuerta de lavado debe estar entre 3 y 5m/s para que el flujo sea capaz de arrastrar las arenas por el canal de lavado.

- Para el diseño de la compuerta se ha asumido una velocidad de lavado de 3m/s con lo cual se ha obtenido que la apertura sea 7cm y el caudal desalojado por la compuerta será 40 l/s.

- El caudal a desalojar por la compuerta será mayor al conducido por el canal principal por lo que el excedente debe ser aportado por el tanque desarenador produciéndose así el lavado de las arenas.

- La compuerta de lavado descargará a un canal de hormigón que debe tener las siguientes características: 30cm de ancho por 20cm de alto y una pendiente del 4%, el calado será de 7cm y la velocidad del flujo será (1.8m/s) capaz de generar el arrastre de las arenas. Este canal de descarga se conectará con el canal de excesos del reservorio que desemboca en la quebrada Yasnán.

En la Tabla 19 se muestra los datos y resultados generales del diseño del desarenador:

[60] SOTELO G., Hidráulica de canales, 2002

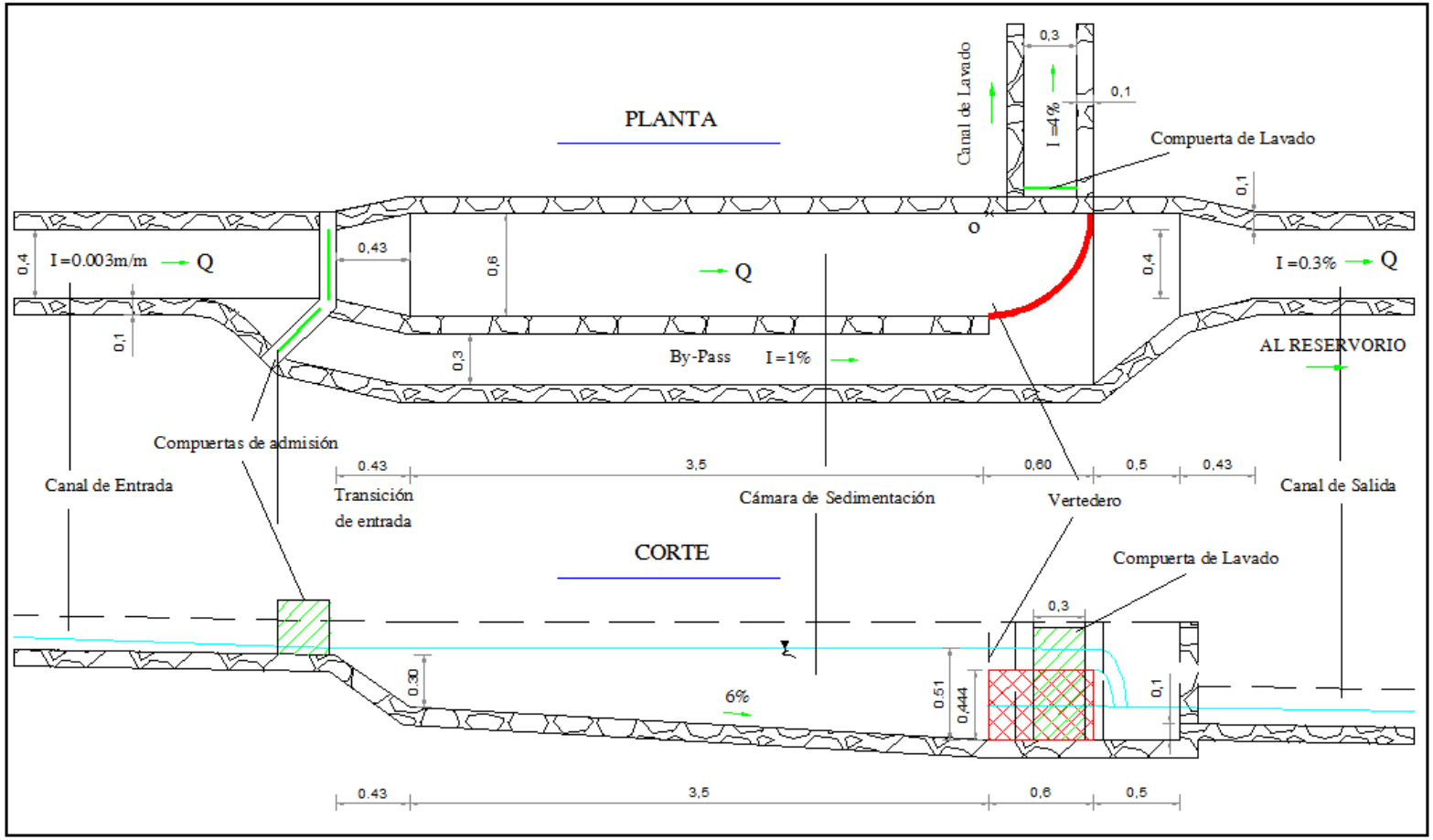
Tabla 19. Datos generales del nuevo desarenador de lavado intermitente

CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN		
Caudal de diseño (l/s)	Q	30
Diámetro de la partícula a sedimentar (mm)	D	0.2
Largo (m)	L	3.5
Ancho (m)	B	0.6
Profundidad (m)	H	0.3
Pendiente longitudinal del fondo (%)	I	6
Velocidad horizontal del flujo (cm/s)	V_h	17
Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)	Vs	2.16
Tiempo de retención (s)	T_R	21
VERTEDERO DE PARED DELGADA TRABAJANDO LIBRE		
Carga sobre el vertedero (m)	H	0.066
Longitud de la cresta (m)	B	0.942
Velocidad (m/s)	V	0.48
COMPUERTA DE LAVADO		
Caudal descargado (l/s)	Q	40
Carga (m)	H’	0.51
Velocidad (m/s)	V’	3
Coeficiente de descarga	C	0.60
Ancho (m)	b’	0.30
Alto (m)	Hc	0.60
Apertura (cm)	A	6.9

Elaborado por: Migue Aguirre

A continuación, en el gráfico 32, se muestra el detalle del desarenador.

Gráfico 32. Dimensiones del nuevo desarenador



Elaborado por: Miguel Aguirre

4.3 IMPERMEABILIZACIÓN DEL RESERVORIO CON GEOMEMBRANA

De acuerdo a la evaluación técnica que se realizó en el Capítulo 3, se ha determinado que el reservorio tiene problemas de filtraciones en su base y en la presa que lo conforma, por lo que se pierde un volumen importante de agua que además puede afectar la estabilidad de la presa. Ante esta situación, se plantea impermeabilizar el reservorio mediante un revestimiento con geomembrana, para lo cual se ha seguido los siguientes criterios de diseño:

- El diseño de la geomembrana se lo ha realizado comparando la resistencia del material a la fluencia con el valor requerido y obteniendo un factor de seguridad que debe ser mayor a la unidad.

$$FS = \frac{Ra}{Rr} > 1 \qquad \textbf{(4.20)}$$

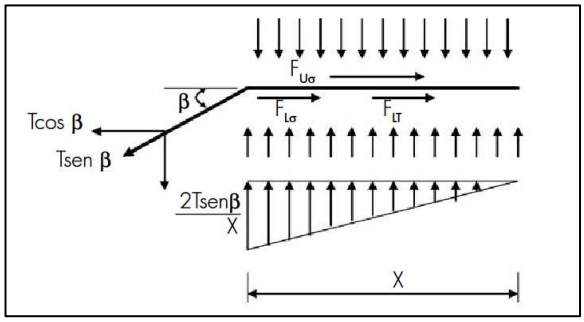
Donde:

Ra: resistencia admisible, es la resistencia última del material a la fluencia

Rr: resistencia requerida, este valor se obtiene simulando las condiciones reales del proyecto.

Para el cálculo del espesor de la geomembrana se ha realizado un equilibrio de fuerzas teniendo en cuenta la posible deformación de la geomembrana como se observa en el siguiente gráfico:

Gráfico 33. Modelo de diseño para el cálculo del espesor de la geomembrana



Fuente: KOERNER R.M., 2005

Haciendo ∑Fx=0 y teniendo en cuenta que T es la tensión inducida a la geomembrana y es igual al esfuerzo admisible por el espesor, se obtiene que[61]:

$$t = \frac{\sigma_n \cdot x(\tan\delta_U + \tan\delta_L)}{\sigma_{adm} \cdot (\cos\beta - \sin\beta \cdot \tan\delta_L)} > 1mm \qquad \textbf{(4.21)}$$

Donde:

t: espesor de la geomembrana (mm)

σ_{adm}: esfuerzo admisible de la geomembrana (KN/m^2)

β: ángulo del talud con la horizontal (°)

$F_{U\sigma}$: fuerza de fricción sobre la geomembrana debido al suelo de cubierta (kN)

$F_{L\sigma}$: fuerza de fricción debajo de la geomembrana debido al suelo de cubierta (kN)

σ_n: máximo esfuerzo aplicado por el material de relleno (KN/m^2)

δ_U: ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior (°)

δ_L: ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (°)

x: deformación inducida de la geomembrana (m)

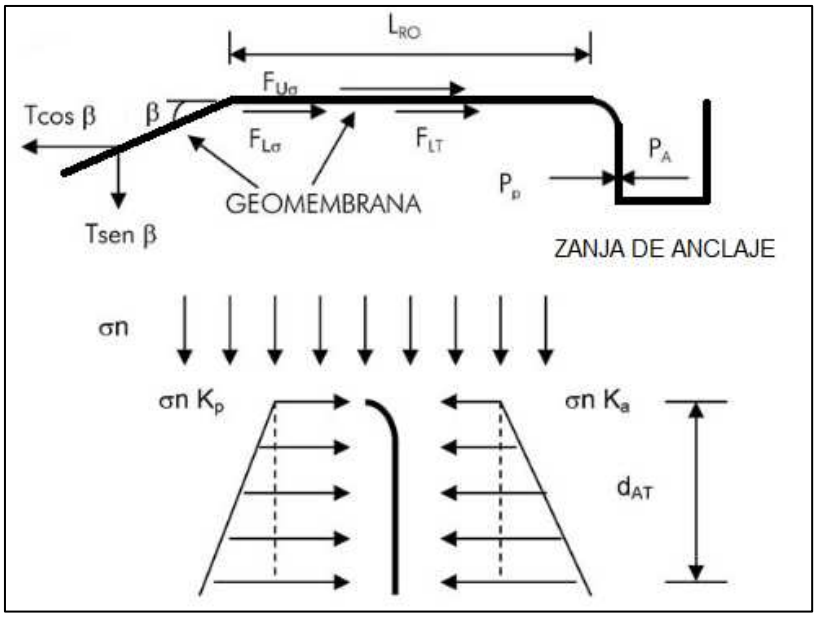
El valor de t obtenido con la ecuación (4.21) no debe ser menor a 1mm, puesto que para el caso de reservorios se debe cumplir con la condición más crítica de supervivencia la cual previene daños en la geomembrana causados por rasgados, punzonamientos e impactos durante el transporte e instalación[62]. En este caso, el espesor obtenido es 1.07mm por lo que se ha elegido el valor comercial inmediatamente superior de 1.5mm teniéndose un factor de seguridad FS de 1.4 (Ver anexo 19).

- La zanja de anclaje de la geomembrana ha sido diseñada aplicando el criterio de estabilidad entre las fuerzas laterales, activas y pasivas, que en ella se producen luego de inducir una tensión T a la geomembrana (Ver gráfico 34).

[61] KOERNER R.M., 2005

[62] Diseños con geosintéticos, Pivaltec S.A

Gráfico 34. Longitud de desarrollo de una geomembrana con zanja de anclaje y fuerzas actuantes



Fuente: KOERNER R.M., 2005

Haciendo ∑Fx=0 se llega a la siguiente ecuación[63]:

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO}(\tan\delta_U + \tan\delta_L) - P_A + P_P}{\cos\beta - \sin\beta \cdot \tan\delta_L} \quad \textbf{(4.22)}$$

Donde:

$$P_A = (0.5\gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT} \quad \textbf{(4.23)}$$

$$P_P = (0.5\gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT} \quad \textbf{(4.24)}$$

$$K_A = \tan^2(45 - \phi/2) \quad \textbf{(4.25)}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad \textbf{(4.26)}$$

Siendo:

L_{RO}: longitud de desarrollo (m)

P_A: presión activa de tierras contra el material de relleno en la zanja (kN/m^2)

[63] KOERNER R.M., 2005

P_P: presión pasiva de tierras contra el suelo in-situ de la zanja de anclaje (kN/m^2)

γ_{AT}: Peso específico del suelo de la zanja de anclaje (kN/m^3)

d_{AT}: profundidad de la zanja de anclaje (m)

σ_n: esfuerzo normal aplicado por el suelo de cobertura (kN/m^2)

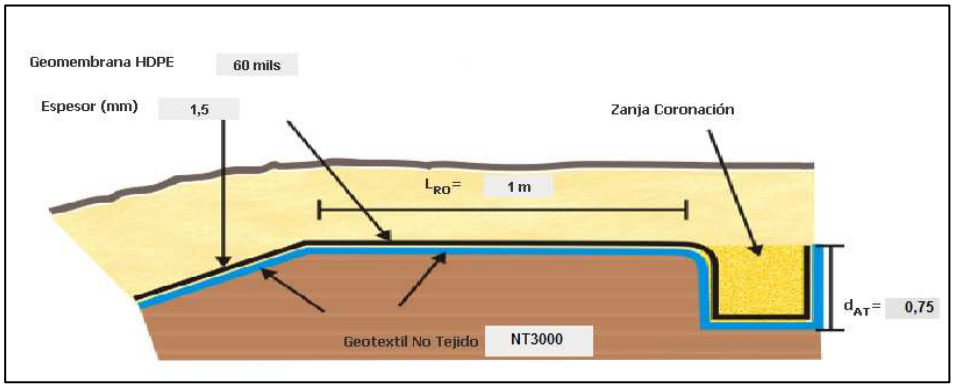
K_A: coeficiente de presión de tierra activa

K_P: coeficiente de presión de tierra pasiva

Ø: ángulo de fricción del suelo respectivo (º)

Al reemplazar valores en la ecuación (4.22) finalmente se tiene una ecuación con dos incógnitas, L_{RO} y d_{AT}. Se ha asumido L_{RO}=1m y se ha obtenido d_{AT} = 0.75m (Ver anexo 19).

Gráfico 35. Zanja de anclaje de la geomembrana



Fuente: Geosoft Pavco v 2.1

El material de relleno de la zanja de coronación deberá ser arena compactada con la finalidad de evitar rasgones en la geomembrana por partículas en suelos no uniformes[64].

- Previo a la instalación de la geomembrana, se debe tender una capa de geotexil no tejido (NT) para proteger la geomembrana contra diferentes materiales que pueden estar en la superficie a revestir como: piedras angulosas, ramas, vidrios y demás objetos punzonantes que puedan afectar la estructura de la geomembrana.

[64] KOERNER R.M., 2005

El geotextil debe ser de tipo NT ya que, además de proteger contra el punzonamiento, estos tienen una capacidad de deformación mayor al 50% por lo que son capaces de soportar sucesivas contracciones y dilataciones que experimenta la geomembrana por efecto de la variación térmica.

El geotextil ha sido diseñado estimando la presión que actúa sobre él, bajo determinadas condiciones, y verificando que resista el punzonamiento que se pueda generar. El método para determinar el tipo de geotextil se basa en la siguiente ecuación[65] del factor de seguridad contra el punzonamiento (FS):

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}} \qquad \textbf{(4.27)}$$

Donde:
FS: factor de seguridad global que debe ser mínimo 3.0

P_{adm}: presión admisible del geotextil (kPa)

P_{req}: presión inducida por el contenido en el reservorio (kPa)

La presión admisible ha sido determinada mediante la siguiente ecuación[66]:

$$P_{adm} = \left(450\frac{M}{H^2}\right)\left(\frac{1}{FM_S \times FM_{DR} \times FM_A}\right)\left(\frac{1}{FR_{FL} \times FR_{DQB}}\right) \qquad \textbf{(4.28)}$$

Donde:
M: masa por unidad de área del geotextil (g/m^2)

H: altura efectiva de la protuberancia (mm)

FM_S: factor de reducción por la forma de la protuberancia

FM_{DR}: factor de modificación por densidad de relleno

FM_A: factor de modificación por efecto de arco en sólidos

FR_{FL}: factor de reducción por fluencia del material a largo plazo

FR_{DQB}: factor de reducción por degradación química y biológica a largo plazo

[65] KOERNER R.M., 2005

[66] Diseños con geosintéticos, Pivaltec S.A.

Además, se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\left(450\frac{M}{H^2}\right) \geq 50kPa \qquad \textbf{(4.29)}$$

Donde 50 kPa es la resistencia al punzonamiento de una geomembrana de 1.5mm sin geotextil de protección.

La altura efectiva de la protuberancia que se ha considerado para el diseño es 12mm y ha sido planteada pensando en protección y economía del sistema, por lo que es necesario que la superficie a revestir esté libre de objetos de mayor espesor.

De la ecuación (4.28) se ha obtenido M = 117g/m^2, sin embargo, de acuerdo con el criterio de reducción por fluencia del material se tiene que M ≥ 270g/m^2 para partículas de 12mm por lo que se ha elegido el geotextil NT3000 que tiene una masa unitaria de 300g/m^2.

- Se ha estimado que se necesita 3667m^2 de geomembrana lisa de tipo HDPE de 1.5mm y de geotextil NT3000 para el recubrimiento del reservorio (Ver plano 10).

Entre las principales recomendaciones constructivas, previo la colocación del geotextil, debe considerarse lo siguiente:

- Los taludes deben ser perfilados a mano, manteniendo la pendiente actual en cada uno de ellos, conformando una superficie lisa y libre de objetos punzantes.

- Se debe dragar el lodo almacenado en el fondo del reservorio. Se ha estimado que la capa de lodo actualmente es de 50cm de espesor.

Luego del "peinado" de los taludes y dragado del fondo, se ha estimado que la capacidad del reservorio será de 9991m^3 (Ver anexo 20).

- El geotextil debe ser tendido sobre una capa de arena de 20cm de espesor uniformemente distribuida sobre el fondo del reservorio, con la intensión de mejorar el comportamiento del sistema, debido a que el geotextil trabaja en función de su porosidad,

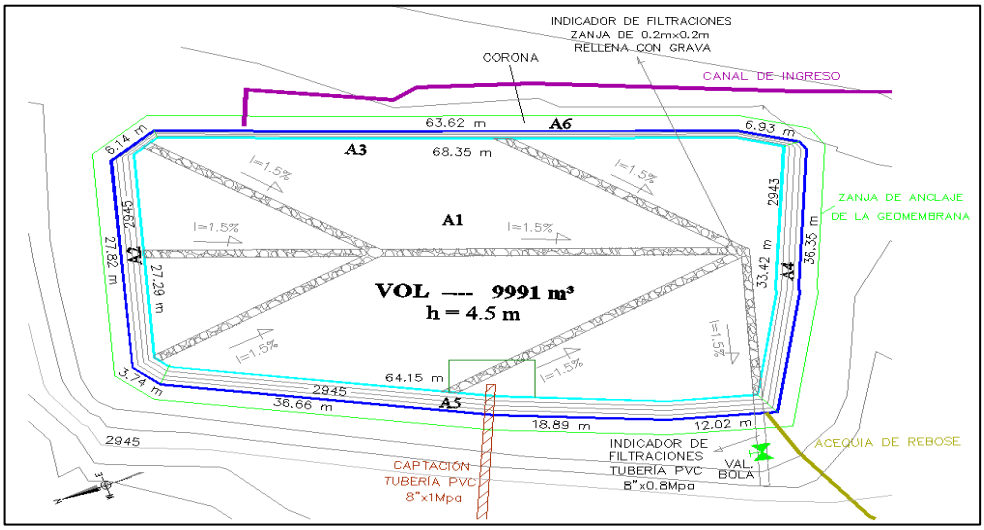
la cual disminuye al estar en contacto con suelos finos (arcilla limosa) y se mantiene en suelos granulares (arena).

Por otra parte, esta capa de arena hará que la geomembrana se adapte fácilmente al fondo del reservorio durante el proceso de llenado, ayudando a mantener una superficie uniforme mediante el reacomodo de las partículas de arena en acción conjunta con el geotextil.

- Una vez extendido el geotextil y la geomembrana (previo al anclaje de los mismos) se recomienda llenar el reservorio hasta la mitad de su capacidad[67]. Esta acción hará que la geomembrana se deforme adoptando la forma real del reservorio, por lo que se producirá un desplazamiento del sistema que puede causar que el material de anclaje sea removido dejando a la geomembrana suelta. Es por esto que se recomienda que el material de anclaje sea vertido y compactado en la zanja de coronación una vez realizado este primer llenado del reservorio.

- Se debe construir un sistema de drenaje en el fondo del reservorio como indicador de filtraciones en caso de rotura de la geomembrana (Ver plano 10). Este sistema estará compuesto por zanjas de sección cuadrática de 0.2m, rellenas con grava no mayor a 1cm. Las zanjas deben tener una pendiente longitudinal de 1.5% y una separación de 5m entre cada una. Para el chequeo de las filtraciones se debe instalar una válvula de bola en una tubería de PVC de 8” y 0.63Mpa que saldrá al exterior del reservorio (Ver gráfico 36).

Gráfico 36. Mejora del reservorio del sistema de riego Miraflores



Elaborado por: Miguel Aguirre

[67] Consulta al personal del departamento ténico de PIVALTEC S.A.

4.4 DISEÑO HIDRÁULICO APLICADO A LA MEJORA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

4.4.1 DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO PARCELARIO

La dotación de caudales en las tomas de cada parcela depende del área de riego y de las necesidades del cultivo analizado. Para determinar las dotaciones parcelarias se ha multiplicado la dosis real por el área de cada parcela con lo que se ha obtenido un caudal ficticio que debe ser entregado y repartido uniformemente sobre la superficie de cultivo.

El caudal real entregado a cada parcela, depende del número de emisores adoptados en relación al caudal descargado además del tamaño y forma de la parcela.

A continuación se muestra los tipos y características de los emisores seleccionados para el diseño parcelario:

Tabla 20. Datos generales de los aspersores

ASPERSOR	BOQUILLA #	PRESIÓN DE TRABAJO	Q	Φ aspersor	MARCA	PLUVIO
		Psi (mca)	m3/h (gpm)	M	mxm	mm/h
Wobbler 3/4"	10 (turq)	35 (25)	0.94 (4.16)	15	11x11	7.81
Aspersor 5023-2-3/4"M	16x8	35 (25)	2.81 (12.4)	31	20x20	7.04
Mini cañón 7025RD-2-1"	20x10	35 (25)	4.45 (19.60)	38	25x25	7.63
Mini cañón 5025RD-2-1 1/4"	26x14	35 (25)	9.43 (41.50)	45	35x35	7.75

Elaborado por: Miguel Aguirre

Como se puede observar en la tabla anterior, la pluviosidad de cada emisor se mantiene por debajo de 8mm/h que es la velocidad de infiltración del suelo de la zona (Ver tabla 5). Este criterio es importante ya que al mantener la pluviosidad de los aspersores por debajo de la

velocidad de infiltración del suelo, se evita problemas de encharcamiento, posible escorrentía y erosión del suelo superficial que afectan la producción agrícola.

El número y tipo de aspersores seleccionados de acuerdo a las necesidades y características de cada parcela se presenta en el anexo 21.

Después de seleccionar el número y tipo de emisor, se ha procedido a sectorizar las áreas de riego con la finalidad de manejar módulos de aproximadamente 23l/s para cumplir con los intervalos entre riegos según el análisis de dosis para cada cultivo.

En base los turnos y a la sectorización del sistema se ha elaborado el calendario de riego que se presenta a continuación:

Tabla 21. Calendario de riego aplicado al cultivo de maíz* en el barrio Miraflores (Ver plano 6)

DÍA DE RIEGO (24 horas)	**LOTES**	**Q (l/s)**
1	1-6, G	22.70
2	7-9, 15-17, 34-47, F	22.01
3	10, 12,13, 18-20, 48, 49, 51, 56,	22.08
4	11, 50, 72-75,	21.96
5	21-31, 76-86, E	22.85
6	91, 106-110	20.14
7	52-55, 57-59, 68, 69, 87, 88, 92	22.60
8	60, 61, 63-65, 67, 70, 71, 89, 90, 93, 94, A, D	23.14
9	66	23.85
10	62, 102-104	22.25
11	95-101, 105, 111, B, C	24.62
12	Parque Yaznán (10l/s) Florícola “Grupo de la Montaña” (12 l/s)	22.00

*para el cultivo de papa el tiempo de riego se reduce a 12h

Elaborado por: Miguel Aguirre.

Es importante y necesario que los regantes sigan el calendario propuesto en la tabla 21, debido a que la red de distribución ha sido diseñada en base a las dotaciones parcelarias.

4.4.2 DISEÑO DE LAS ACOMETIDAS PARCELARIAS

Con el planteamiento de los turnos de riego y la elección de los aspersores se ha diseñado la red de acometidas parcelarias (Ver plano 7).

La modelación hidráulica de las acometidas se la ha realizado en el programa WATERCAD en base a la programación de los días de riego, considerando los siguientes criterios de trazado y diseño:

- El trazado geométrico de la red debe ser ajustado a los límites físicos de las parcelas. El tendido de los ramales porta aspersores seguirá aproximadamente las curvas de nivel, con algún desnivel que compense las pérdidas de carga por rozamiento.

- Las tomas de riego están definidas por las necesidades de la superficie a regar.

- La presión mínimas en los cabezales de riego es 25mca (35Psi)

- La diferencia máxima de caudal descargado por dos aspersores cualesquiera del mismo ramal debe ser inferior al 10% del caudal nominal del aspersor (criterio de uniformidad de Christiansen).

- La diferencia de presión en dos aspersores alimentados por el mismo ramal no debe ser mayor al 20% de la presión nominal.

- Considerando que las tuberías son de PVC, el rango de velocidades aceptable en la red de distribución es de 0.6 a 3.5m/s.

El diseño hidráulico tiene por objeto el cálculo de las dimensiones de la red de distribución a nivel parcelario, es decir, de los laterales y porta aspersores que son los que distribuyen el agua por medio de los aspersores acoplados a ellos (Ver plano 7).

El cálculo del diámetro de la tubería se realiza por tanteos probando varios diámetros comerciales y comprobando si la variación de presión es inferior al 20% de la presión de operación de los aspersores.

4.4.3 TUBERÍAS PRINCIPALES O MATRICES

En base a la evaluación hidráulica, en las tuberías matrices se tiene sobrepresiones en sus tramos finales y no existe un sistema de control que limite el caudal ante la apertura de las válvulas de compuerta instaladas al final de cada red principal. Además, el ingreso y expulsión de aire del sistema de distribución no es suficiente en el vaciado, llenado y funcionamiento presurizado del sistema.

Para mejorar la operación de la red de distribución, sin proceder al cambio de tubería matriz, se plantea lo siguiente:

- Instalar una válvula reductora proporcional de la presión para reducir la mayor presión aguas arriba a una menor presión aguas abajo con la finalidad de mantener una presión de trabajo menor a la presión nominal en las tuberías de la red principal.

- Implementar válvulas reguladoras de caudal para limitar el flujo conducido por canal abierto al Parque “Yasnán” y a la florícola “Grupo de la Montaña”.

- Instalar válvulas de aire en sitios estratégicos que permitan cubrir con la demanda generada por la circulación del fluido en la red de distribución en sus diferentes etapas de funcionamiento.

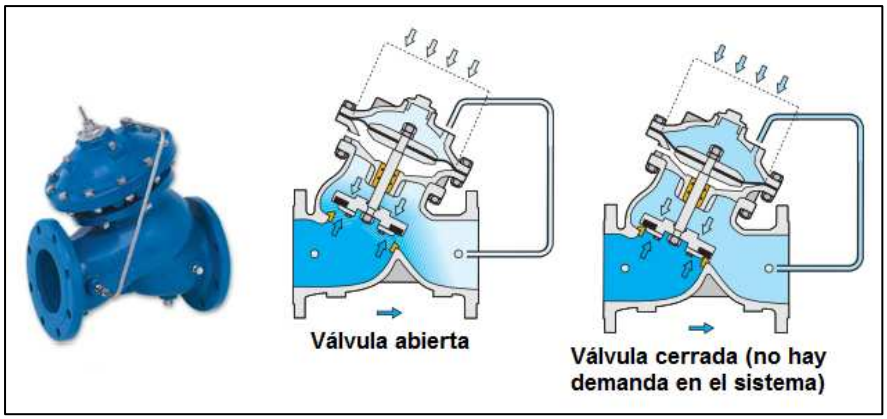
A continuación se describe cada una de estas medidas a tomar como parte de la propuesta de mejora de la red de distribución.

4.4.3.1 Implementación de una válvula reductora proporcional

Esta válvula debe ser de operación hidráulica accionada por diafragma de 4” en forma “Y” con conexión bridada, disco plano y coeficiente de reducción estándar de 2.5 (Ver gráfico 37).

La válvula debe ser instalada en la abs. 0+758 de la red principal 1 (2880msnm) para reducir la mayor presión aguas arriba a una menor presión aguas abajo en una proporción fija y constante en ambos tramos de las tuberías matrices (Ver plano 7).

Gráfico 37. Válvula de reducción proporcional de la presión y esquema de funcionamiento



Fuente: Catálogo BERMAD series 700

Las dimensiones y características de la válvula han sido determinadas de acuerdo a los siguientes criterios de diseño:

- Los caudales máximo y mínimo de diseño son 25l/s (90m^3/h) y 20l/s (72 m^3/h) respectivamente y han sido determinados de acuerdo a los requerimientos del sistema de riego.

- Con el caudal máximo se ha determinado el coeficiente de descarga Kv de la válvula con la siguiente ecuación:

$$Kv = Q\sqrt{\frac{Gf}{\Delta P}} \qquad \textbf{(4.30)}$$

Donde:

Kv: coeficiente de caudal de la válvula a una presión diferencia de 1bar

Q: caudal máximo (m^3/s)

Gf: peso específico del líquido (Agua = 1.0)

ΔP: presión diferencial (bar)

El Kv determinado mediante la ecuación (4.30) es 90 por lo que la válvula seleccionada debe tener un valor mayor. A continuación se presenta valores de Kv para diferentes tamaños de válvulas:

Tabla 22. Coeficiente de caudal Kv de una válvula en "Y" - disco plano

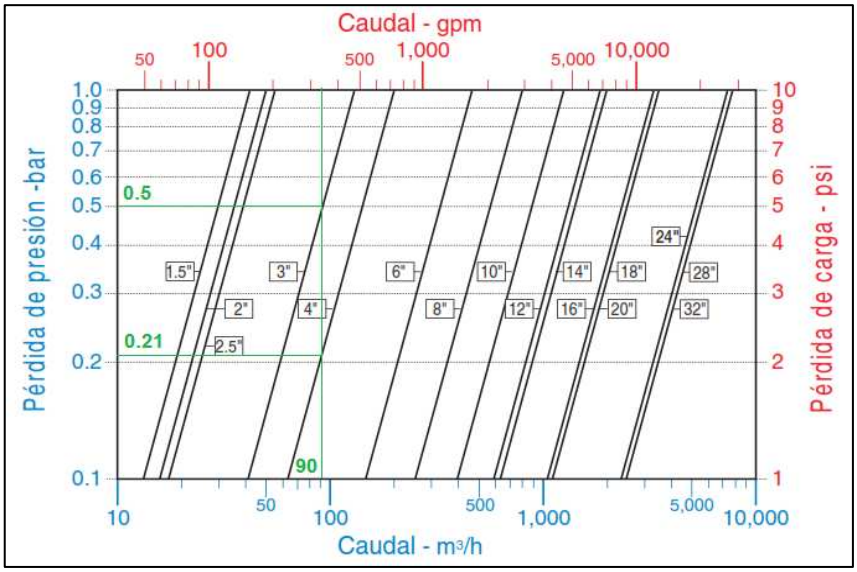
Ø	1.5"	2"	2.5"	3"	4"	6"	8"
Kv	42	50	55	115	200	460	815

Fuente: Manual de válvulas de control hidráulicas BERMAD

Elaborado por: Miguel Aguirre

En la tabla anterior se observa que el valor de Kv inmediatamente superior, al determinado con la ecuación (4.30) es 115 y corresponde a una válvula de 3" quedando así definida la dimensión de la válvula en cuanto a capacidad y a economía. Sin embargo, la dimensión real de la válvula ha sido determinada al evaluar las pérdidas que en ella se producen debido a que una pérdida de carga alta puede generar que los aspersores aguas abajo de la válvula no funcionen adecuadamente. A continuación se determina la pérdida de carga para el caudal máximo:

Gráfico 38. Diagrama de flujo de las válvulas de control hidráulicas



Fuente: Manual de válvulas de control hidráulicas BERMAD

Elaborado por: Miguel Aguirre

En el gráfico anterior se observa que para un mismo caudal, la pérdida de carga en una válvula de 4” (2.1mca) es menor que la pérdida en una válvula de 3” (5.1mca) razón por la cual la dimensión real de la válvula debe ser 4”.

- La presión estática en la válvula es 67mca, suficiente para que los lotes aguas arriba de la válvula tengan la presión necesaria para el normal funcionamiento de los aspersores.

- La presión dinámica aproximada aguas arriba es 58mca y aguas abajo 23mca (con un coeficiente de reducción estándar de 2.5)

  En el plano 11 se puede observar que al reducir la presión dinámica, por la acción de la válvula proporcional, el punto más crítico de la tubería principal 1 (abs. 2+355) recibe una presión de 77mca que es menor a la presión nominal de 80mca. De igual manera, en el plano 12 se puede observar que la presión en el punto más crítico de la tubería principal 2 (abs. 2+597) es 69mca y está por debajo de la presión nominal.

  La presión de trabajo ha sido determinada con la ayuda del programa WaterCad, en el que se ha modelado un caudal simultáneo de descarga de 10l/s para la red principal 1 y 12l/s para la red principal 2 que son las derivaciones asignadas por la Junta de Aguas para el parque Yasnán y la florícola “Grupo de la Montaña” respectivamente.

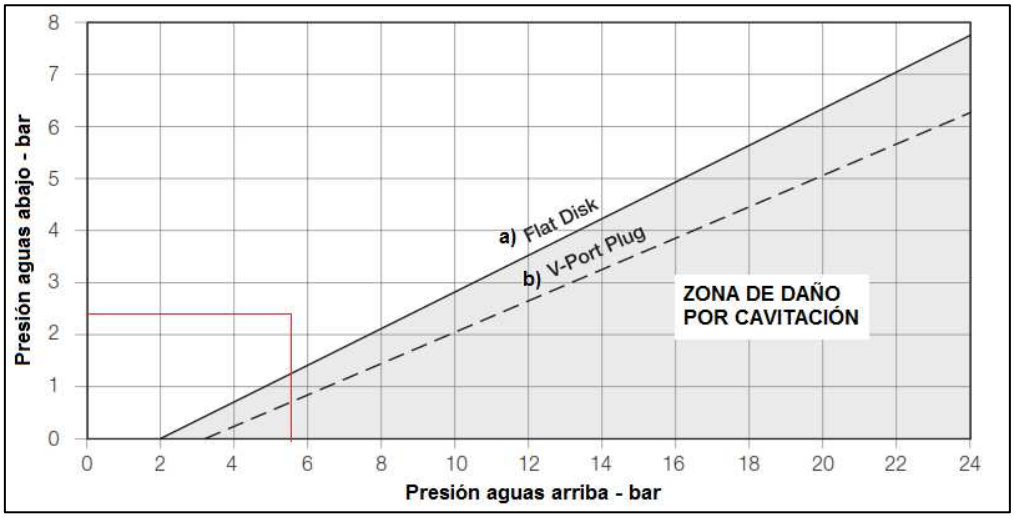
- La válvula reductora debe ser de accionamiento hidráulico con la finalidad de no paralizar el sistema por cortes de energía.

- La presión mínima en los aspersores, aguas abajo de la válvula, debe ser 25mca (35psi) para asegurar una distribución uniforme del agua de riego en todas las parcelas.

- La velocidad en las tuberías de distribución deberá estar en un rango de 0.6 y 3.5m/s

- Para verificar que en la válvula no se produzcan daños por cavitación, se ha ingresado a las tablas de cavitación (proporcionadas por los fabricantes) con los valores de presión dinámica para comprobar que la zona de trabajo de la válvula este fuera de la zona de daños producidos por cavitación.

Gráfico 39. Guía general de cavitación para una válvula de control de operación hidráulica accionada por diafragma **a)** de disco plano y **b)** en forma de V



Fuente: Catálogo BERMAD series 700

Entre las principales ventajas de está válvula se tiene que:

- La presión no decae totalmente (como en un tanque rompe presión) por lo que es factible su instalación, ya que se puede aprovechar esta característica para obtener la presión necesaria en todos los aspersores aguas abajo de la válvula y reducir la sobrepresión existente en las tuberías.

- Impide el golpe de ariete y los picos transitorios de presión durante el llenado del sistema que pueden ser particularmente nocivos para las tuberías de riego de paredes delgadas.

Cuando en una conducción se realiza una reducción de presión, el aire disuelto en el agua tiende a liberarse formando pequeñas burbujas que al acumularse forman bolsas de aire, por ello, se recomienda la instalación de una válvula ventosa automática a continuación de la reductora de presión (Ver gráfico 40).

Aguas arriba de la reductora de presión se debe instalar una válvula de alivio para mitigar el efecto de cierre rápido de la válvula reductora, aliviando la presión excesiva en el sistema cuando esta presión se eleva de un valor pre-establecido que en este caso será igual a la presión estática.

Gráfico 40. Ejemplo de instalación de una válvula reductora de presión

Fuente: Agroconsultores Cia. Ltda.

4.4.3.2 Implementación de válvulas limitadoras de caudal

En base a la evaluación hidráulica se ha determinado que el paso de excesivo caudal, a través de las válvulas de compuerta instaladas al final de las tuberías matrices, genera presiones negativas que han causado el colapso de la red de distribución.

Para regular el caudal descargado (a presión atmosférica) por cada una de las líneas de conducción principal, se ha diseñado válvulas limitadoras de caudal que deben ser instaladas al final de cada red principal con descarga a canal abierto. El diseño de estas válvulas se lo ha hecho de acuerdo a los siguientes criterios:

- El caudal de descarga de la válvula limitadora para el tramo principal 1 debe ser 10l/s, y para el tramo principal 2 será 12l/s.

- La presión estática en la válvula 1 es de 78mca y en la válvula 2 es 82mca

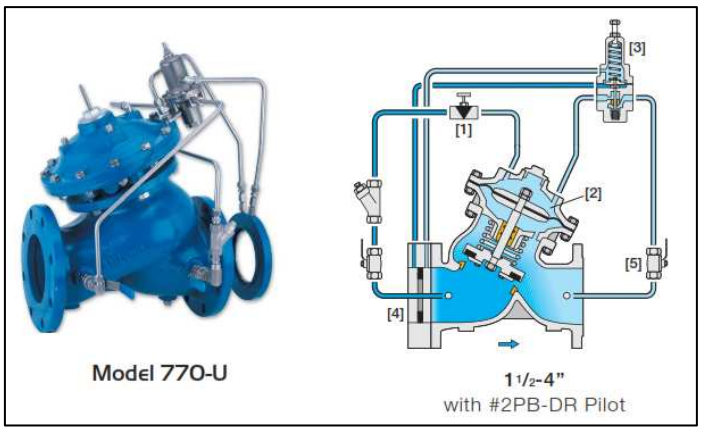
- La presión dinámica aproximada de funcionamiento aguas arriba de la válvula 1 es 77mca y en la válvula 2 es 69mca.

- La presión dinámica de salida de la válvula será 2bar (20.4mca) y ha sido planteada con la finalidad de que la válvula trabaje en la zona libre de daños de cavitación.

Por lo tanto, la variación de presión aguas arriba y aguas abajo de la válvula será 5bar.

Para las condiciones de diseño anteriores, se ha determinado que las válvulas limitadoras de caudal de operación hidráulica, instalada al final de cada tramo principal, deben ser de 3" accionadas por diafragma, con control piloto, de disco plano y cuerpo en forma de "Y" (Ver gráfico 41).

Gráfico 41. Válvula limitadora de caudal



Fuente: Catálogo BERMAD series 700

Los orificios pre-calibrados, en las válvulas limitadoras de caudal, están diseñados para producir una pérdida de 0.20 a 0.25bar por lo tanto la velocidad a través del orificio será de 4.2m/s y ha sido determinada mediante la siguiente ecuación:

$$V = C\sqrt{2g\Delta H} \qquad \textbf{(4.32)}$$

Donde:

C: coeficiente de descarga del orificio. Generalmente C=0.6 (flujo turbulento y orificio circular)

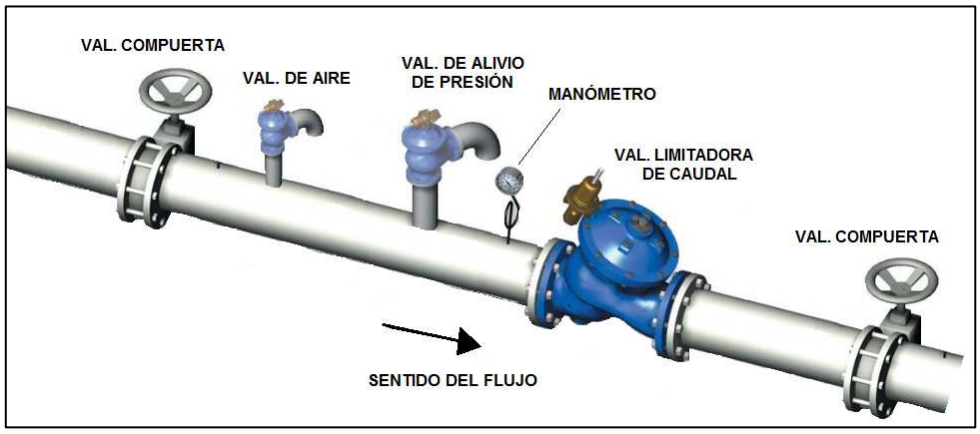
Q: gravedad (m/s^2)

ΔH: presión diferencial (0.25bar=2.55mca)

Dividiendo el caudal para la velocidad se obtiene el área del orificio y a su vez su diámetro de 6cm, por lo que se ha elegido una válvula con un diámetro nominal de 8cm (3”) mayor al orificio requerido.

Para acciones de mantenimiento e instalación de las válvulas limitadoras de caudal, se debe instalar una válvula de corte de flujo antes y después de las limitadoras. Igual que el caso de las válvulas reductoras de presión, se debe instalar una válvula de aire triple acción y una válvula de alivio aguas arriba de la reguladora de caudal.

Gráfico 42. Sistema limitador de caudal



Elaborado por: Miguel Aguirre

Como la descarga de la válvula limitadora de caudal es directa a la atmósfera, se ha diseñado un tanque rompe - presión que permita el flujo a gravedad en el canal abierto al final de cada red principal.

Los criterios de diseño del tanque - rompe presión son los siguientes:

- El caudal de diseño es 10l/s para el Parque Yasnán y 12l/s para la florícola “Grupo de la Montaña”.

- Se diseñará un tanque que sirva para ambos casos mencionados en el inciso anterior y se tomará el caudal máximo (12l/s) para el dimensionado del mismo.

- La carga estática máxima es 150mca y es el desnivel existente entre el reservorio (2947msnm) y el fin de la tubería principal 2 (2797msnm).

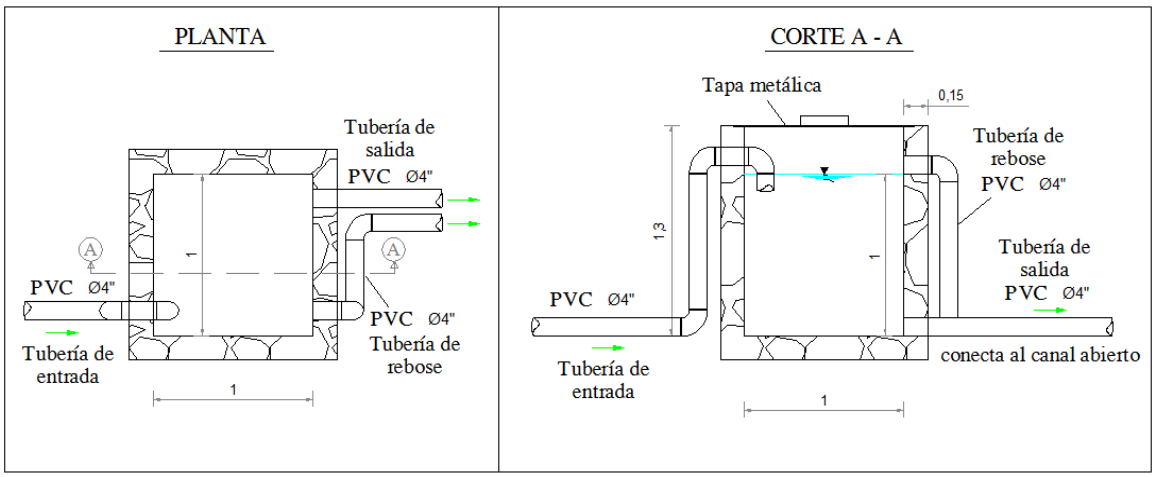
- La carga de presión dinámica es de 75mca aproximadamente

- El tanque estará conformado por una sola cámara

- El volumen mínimo de agua retenido en el tanque será de $1m^3$ y la altura mínima del agua en el tanque será de 1m.

Como resultado de diseño y asumiendo los criterios planteados anteriormente, se ha obtenido que el tanque sea de 1m de ancho por 1m de largo y una altura total de 1.30m, teniéndose así una altura de seguridad de 0.30m (Ver gráfico 43). El tiempo de retención en el tanque será de 83s.

Gráfico 43. Esquema del tanque rompe - presión



Elaborado por: Miguel Aguirre

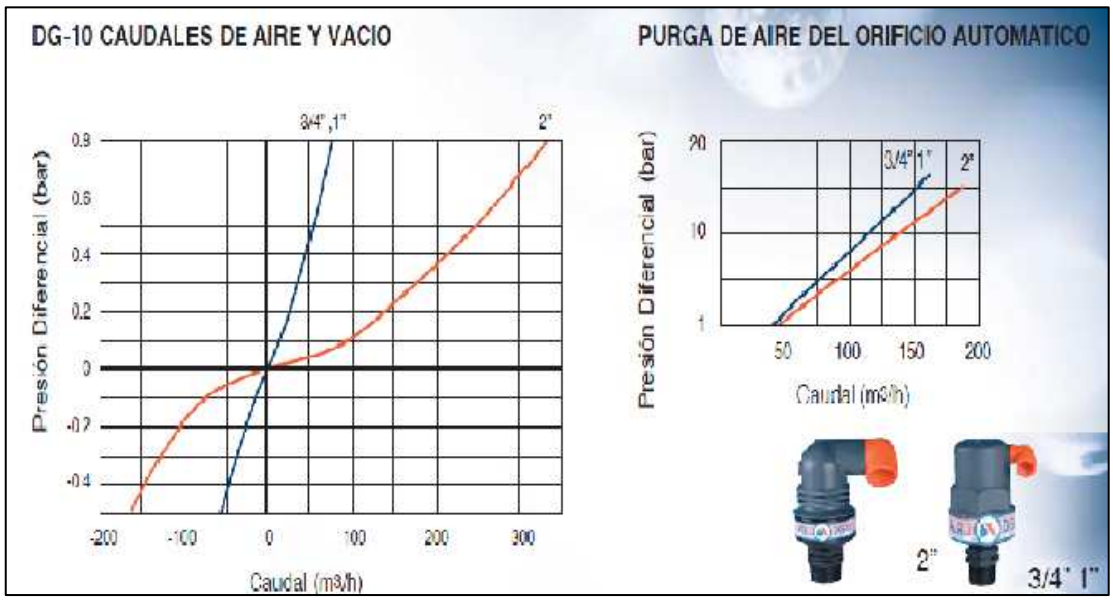
4.4.3.3 Implementación de válvulas de aire de efecto combinado

Las válvulas de aire han sido ubicadas teniendo en cuenta la sectorización en el sistema de riego y por recomendación del departamento técnico de John Deer Water, tratando de tener una longitud máxima de 500m de separación entre ellas y manteniendo una relación de diámetro de la tubería con respecto a la válvula cercana a 4 (Ver plano 7).

Las válvulas de aire deben ser de efecto combinado es decir que deben cumplir con la función de una ventosa de doble efecto (liberar aire durante el llenado y permitir la entrada de aire durante el vaciado de la tubería) y de una automática (liberar aire acumulado en los puntos altos cuando el sistema esta presurizado).

Las válvulas combinadas deben ser plásticas de 1” y 2”. El accionamiento de estas válvulas está en función de la presión diferencial aguas arriba y aguas abajo de la válvula, pudiendo ser esta diferencia un valor negativo cuando se presentan condiciones de vacío (Ver gráfico 44). Estas válvulas tienen un rango de presión de trabajo entre 1 y 100mca.

Gráfico 44. Caudales de aire, vacío y acción automática en función de la presión diferencial.



Fuente: Catálogo de ventosas marca A.R.I., 2010.

4.5 MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO MÍNIMO DEL SISTEMA

Para garantizar el normal funcionamiento del sistema de riego se debe seguir el siguiente manual de operación y mantenimiento:

- Realizar la limpieza y mantenimiento de la obra de toma y sus alrededores por lo menos una vez cada tres meses.

- El juez de aguas de la Acequia Miraflores Alto debe inspeccionar la obra de toma cada semana o cuando note una disminución en el caudal que ingresa al reservorio. En esta visita se debe retirar manualmente toda el material sólido flotante retenido en la obra de toma o cualquiera de sus elementos.

- Es importante que se de mantenimiento al canal principal dos veces al año y esta acción debe ser realizada con herramienta menor que no dañe el material de recubrimiento.

- La limpieza de la reja de cribado, previa al reservorio, se la debe realizar de forma manual dos veces a la semana.

- El desarenador debe ser vaciado por acción de la compuerta de limpieza una vez al mes para evitar que se acumule excesiva cantidad de arenas.

- Para el mantenimiento del reservorio se debe vaciar el tanque por completo una vez cada seis meses y se debe revisar minuciosamente que la geomembrana no tenga fisuras o grietas que permitan la infiltración del agua.

- La red de distribución y conducción principal debe ser vaciada cada mes por medio de las válvulas purga para evitar la acumulación de partículas sedimentables en cambios de pendientes bruscos o cambios de dirección de las tuberías.

- La manipulación de las válvulas de paso debe ser lo más lenta posible para evitar golpes de ariete.

- Las válvulas de aire deben ser revisadas constantemente para garantizar su normal funcionamiento y deben ser remplazadas cuando se encuentren deterioros irreparables.

- Las boquillas de los aspersores deben ser limpiadas constantemente durante las acciones de riego para que el caudal parcelario sea entregado de acuerdo a lo planificado en el diseño.

- Los diafragmas de las válvulas hidráulicas deben ser inspeccionados cada seis meses por personal técnico y deberán ser remplazados, si el caso así lo requiere, en un período de operación no mayor a dos años.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En el presente proyecto de titulación se han evaluado las características físicas, técnicas y socioeconómicas del sistema de riego existente, de lo cual se puede concluir lo siguiente:

- El clima en el barrio Miraflores está clasificado como ecuatorial mesotérmico semi-húmedo, característico de los valles de la serranía ecuatoriana, con dos estaciones lluviosas que oscilan entre febrero-mayo y octubre-noviembre.

- Las máximas precipitaciones en el sector se presentan en los meses de abril y noviembre con una media mensual promedio de 79mm/mes y las mínimas entre los meses de julio y agosto con un promedio de 6mm/mes.

- La temperatura media anual del aire es de aproximadamente 15ºC.

- Los vientos presentes en la zona alcanzan los 4m/s en los meses de julio, agosto y septiembre.

- La topografía del sector de aprovechamiento agrícola se divide en dos zonas: 21 hectáreas de topografía ondulada con pendientes que alcanzan hasta un 6% y 15 hectáreas de la zona plana con pendientes medias inferiores a 1%.

- El suelo del sector tiene un alto contenido de finos que varían entre limos y arcillas limosas, con una permeabilidad máxima admisible de 6mm/h a 8mm/h, por lo que se ha elegido aspersores que generan una pluviometría menor a 8mm/h para el diseño del sistema de entrega de agua en cada parcela.

- El plan de cultivos para el barrio Miraflores ha sido planteado (Tabla 8) con productos agrícolas tradicionales del sector como la papa (junio- noviembre) y el maíz (diciembre-mayo).

- El suelo y el agua de riego del sector Miraflores son aptos para el plan de cultivos propuesto, siendo la rentabilidad de la agricultura sostenible con los recursos naturales existentes en la zona del proyecto.

- Del análisis de las características físicas, técnicas y sociales del barrio Miraflores se puede deducir que, el proyecto de mejora y ampliación del sistema de riego por aspersión, genera empleo aumentando en un 55% el ingreso per cápita, de 152usd a 235usd, mejorando la calidad de vida de la población beneficiaria.

- El proyecto de mejora y ampliación involucra a un total de 71 familias beneficiarias, siendo el 55% de sus miembros parte de la Población Económicamente Activa cuya principal actividad es la agricultura y concentra a un 50% de los pobladores del sector.

- El riego por aspersión es apto para todos los productos agrícolas cultivados en la zona del proyecto, ya que se adaptan a las condiciones atmosféricas y topográficas del sector Miraflores.

El diagnóstico del sistema ha permitido identificar los siguientes aspectos:

- Para una producción óptima se debe aplicar una lámina de 21mm cada 6 días en el cultivo de papa y 53mm cada 15 días en el cultivo de maíz.

- La demanda de agua para regar las 36ha del proyecto es de 21l/s, siendo el caudal captado en la obra de toma (28l/s) suficiente para cubrir con el requerimiento hídrico del plan de cultivos plateado.

- El caudal captado en la obra de toma es mayor que el caudal concesionado, por lo tanto, no se ha intervenido en modificaciones que alteren su comportamiento hidráulico.

- El canal y el reservorio tienen problemas de filtraciones excesivas que generan una pérdida de agua significativa que limita la superficie regada y no permite un manejo adecuado del recurso hídrico.

- Los tramos finales de la red de conducción y distribución están trabajado a sobrepresión debido a que el máximo desnivel existente es de 150m y la presión nominal de la tubería instalada es de 0.8Mpa.

- Además, en los tramos finales se presentan presiones negativas por descargas de excesivo caudal a condiciones atmosféricas.

- Las válvulas de paso son de apertura rápida y su manipulación induce golpes de ariete en la red de distribución.

- Las válvulas de aire actuales no cubren la demanda durante el llenado, vaciado y presurizado del sistema de distribución.

- La pluviometría de los aspersores es muy alta para el tipo de suelo del sector con gran cantidad de finos, por lo que se genera escorrentía superficial que no puede ser infiltrada brevemente en el suelo.

Las medidas técnicas propuestas para el mejoramiento del sistema son:

- Revestimiento del canal principal y del reservorio, esto ayudará a mitigar las pérdidas por infiltración que se generan en estas obras y que son las más significativas en todo el sistema de riego.

- Modificación de régimen del flujo en el ingreso hacia el reservorio por medio de una rápida implementada para reducir la fuerte pendiente aguas arriba a una pendiente más suave del canal de entrada.

- Las transiciones implementadas permitirán el cambio de sección transversal en un canal y ha sido dimensionadas teniendo en cuenta el tipo de flujo que en él se presenta.

- Se ha incluido el diseño de un desarenador para separar arenas finas mayores a 2mm de diámetro, y así evitar daños en los diafragmas de las válvulas hidráulicas que podrían ocasionar el colapso o paralización no programada del sistema de riego.

- La red de distribución ha sido dimensionada para un rango de velocidades máxima y mínima tolerables por las tuberías de PVC y para evitar la sedimentación de arenas o limos dentro de las tuberías. Además, el diseño de la red garantiza la uniforme distribución del agua en todas y cada una de las parcelas, para lo cual se ha respetado las condiciones de uniformidad de Christiancen en la entrega del caudal a nivel parcelario.

- Para mejorar el comportamiento hidráulico de la tubería matriz y evitar su colapso se ha diseñado válvulas hidráulicas reductoras y limitadoras de caudal, a fin de mantener la presión de trabajo inferior a la nominal de acuerdo a la resistencia de las tuberías existentes.

- Se ha diseñado y esquematizado la ubicación de las válvulas de aire que deben ser implementadas en la red principal para garantizar el normal funcionamiento del sistema y evitar deficiencias en el ingreso o expulsión de aire en los procesos de llenado, vaciado o normal funcionamiento presurizado del sistema.

5.2 RECOMENDACIONES

- Capacitar a la comunidad en el manejo del riego por aspersión, fijo o semifijo, a nivel parcelario para lograr que el caudal asignado a cada usuario sea repartido uniformemente sobre toda la superficie cultivable.

- Una vez implementadas las medidas de mejora, se recomienda hacer una evaluación técnica en campo para determinar la eficiencia de distribución y aplicación del agua de riego a nivel parcelario.

- Seguir el manual de operación y mantenimiento mínimo (ver capítulo 4 sección 4.5) que requiere el sistema para su normal funcionamiento.

- La calibración e instalación de las válvulas hidráulicas debe ser por personal técnico y deberán ajustarse a las condiciones reales determinadas en sitio.

- Comprobar y cuantificar la retención de partículas minerales en el desarenador para garantizar su correcto funcionamiento y alta eficiencia en la retención de sólidos.

- Para el normal funcionamiento del sistema de conducción y distribución es necesario seguir el calendario de riego planteado en la tabla 21.

- Es importante realizar riego nocturno, ya que minimiza las pérdidas por evaporación y evita la acción destructiva de las heladas en los cultivos.

- Revisar constantemente la tubería de filtraciones del reservorio para vaciar del tanque lo más antes posible si se ha detectado fugas y solicitar la correspondiente reparación de la geomembrana.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguirre, Ramiro. (1987). Problemas de riego en el Ecuador y posibles soluciones. 1ra ed. Loja. Universidad de Loja.

Aidárov, Golovánov, Mamáev. (1985). El Riego. 1ra ed. Moscú. Mir

Amezquiza W., Caicedo A. y Oscar Montenegro. (2010). Métodos y Normas para Evaluar el Método Sostenible de los Recursos Suelo y Agua en el Trópico. Colombia. Corpoica.

Arviza, J., Balbastre, I., y Pablo Gonzales. (2002). Ingeniería Rural: Hidráulica. Valencia. UPV.

Bureau of Reclamation. (1981). Diseño de Presas Pequeñas. USA. Continental

Chereque, Wendor. (1989). Mecánica de Fluidos 2. 1ra Ed. Lima. Universidad Católica del Perú.

Chow, Ven T. (1983). Hidráulica de los canales abiertos. 2da ed. México D. F. Diana.

Cisneros, Rodolfo. (2003). Riego Y Drenaje. México. Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de San Luís Potosí.

Corcho, F. y José Duque. (2005). Acueductos. Teoría y diseño. 3ra ed. Medellín. Lorenza Correa Restrepo.

Gomella C., y H., Guerree. (1977). Tratamiento de Aguas para Abastecimiento Público. 1ra ed. Barcelona. Editores Técnicos Asociados S.A.

Hurtado, Lorenzo. (2005). Fundamentos del Riego. Perú. Facultad de agronomía de la Universidad Nacional Agraria de Molina.

Israelsen, O., y Vaughn Hansen. (1965). Principios y Aplicaciones del Riego. Nueva York Reverté.

Koerner R.M. (2005). Designing with Geosynthetics. 5ta ed. U.S.A.

Krochin, Sviatoslav. (1968). Diseño Hidráulico. Quito. Editorial Universitaria

Larson, W.E. y F.J. Pierce. (1991). Conservation and Enhancement of Soil Quality. Bangkok, Thailand. Int. Board of Soil Res. and Manage.

Lozano, García. (1967). Riegos por Aspersión. 1ra ed. Madrid. Dossat

Martinez, Pedro. (2005). Fundamentos de Hidrogeología. España. MundiPrensa

Martinez, Miguel, A. (1993). Hidráulica Aplicada a Proyectos de Riego. Murcia. El Taller

Mellor, Jhon. (1970). Economía del Desarrollo Agrícola. México. Fondo de cultura económica.

Monsalve, Germán. (1995). Hidrología en la Ingeniería. 1ra ed. Medellín. Escuela Colombiana de Ingeniería.

Regidor, Jesús. (1986). Innovación Tecnológica en la agricultura y Acumulación de Capital. Madrid.

Rivas, Iván. (1997). Sistema de Medición de Agua – Placa Orificio. México D.F. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Rosaler, Robert y James Rice. (1993). Manual de mantenimiento Industrial. Instrumentación para medición y control. Tomo III. McGraw-Hill.

Sain, Juan. (2005). Procesos y Operaciones Unitarias en Depuración de Aguas Residuales. 1ra ed. Madrid. EOI.

Saldarriaga, Juan. (2007). Hidráulica de tuberías. Abastecimiento de agua potable. Redes de riego. Ed. Omicron System. Bogotá.

Seoanes, Mariano. (2004). Depuración de las Aguas Residuales por tecnologías ecológicas. Madrid. Mundi-Prensa.

Shames, Irving. (1967). La Mecánica de los Fluidos. México. McGRAW-HILL

Sotelo, Gilberto. (1997). Hidráulica General. Vol. 1. México. Limusa

Sotelo, Gilberto. (2002). Hidráulica de Canales. México D.F. 1ra ed. UNAM

Streeter, V. y E. Wylie. (1981). Mecánica de los Fluidos. 6ta ed. Bogotá. McGraw-Hill

Tarjuelo, José. (2005). El riego por Aspersión y su Tecnología. 3ra ed. Madrid. Mundi Prensa.

United States Departament of Africulture. (1966). Agua, su aprovechamiento en la agricultura. Washington. Herrero.

Valverde, Juan C. (1999). Riego y Drenaje. Costa Rica. EUNED

Villamizar C., A. (1989). Diseño de Presas de Tierra para Pequeños Almacenamientos. Bogotá. Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras

Zimmerman, Josef D. (1970). El riego. 1ra ed. México. CECSA

ANEXO N□ 1

Cálculo de la evaporación por el método de Penman

Ecuación de Penman

$$E = \frac{\Delta\ Rn + \lambda\ Ea}{\Delta + r}$$

Ecuaciones para determinar los factores:

$$Rn = R_r - R_e$$

$R_r = R_a(1-r)(0.18+0.55n/N)$ $R_e = \sigma T_a^4(0.56-0.92(e_d)^{1/2})(0.1+0.9n/N)$

Donde:

R_r = radiación recibida

R_e = radiación emitida

R_a = radiación solar en ausencia en atmósfera, expresada en altura equivalente de agua evaporada (mm/día)

r = coeficiente de reflexión del agua que varía entre 0.03 y 0.1

n/N = fracción de insolación o heliofanía

σ = constante de Stefan-Bolztman

T_a = temperatura absoluta en °K

e_d = presión de vapor a la temperatura del punto de rocío promedio en un día

$$e_d = h\ e_a$$

Siendo:

h= humedad relativa

e_a = presión de vapor a la temperatura media del aire

Ea = poder evaporante de la atmósfera (mm/día) se calcula con la siguiente expresión.

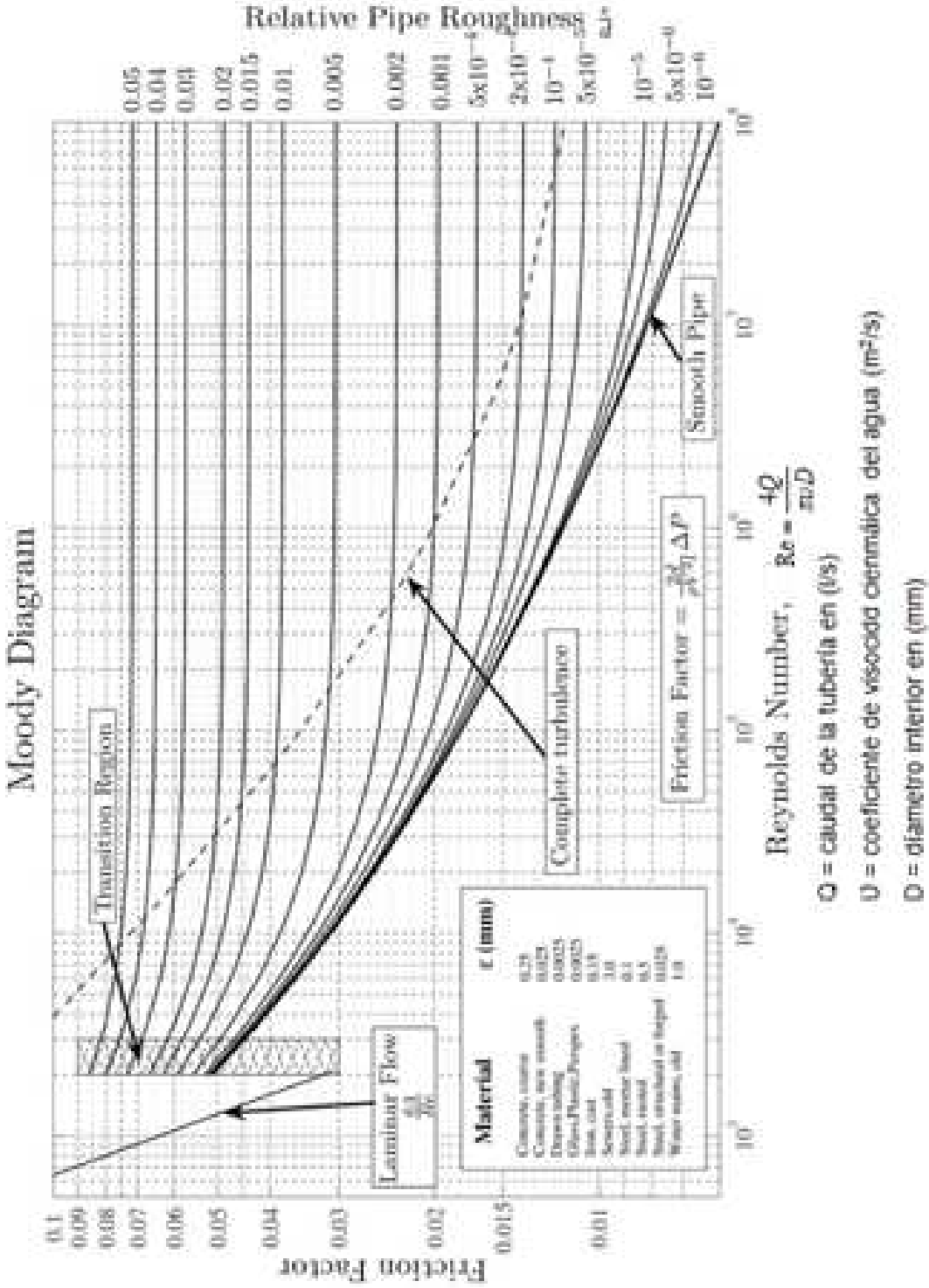
$$Ea = 0.35\ (1+0.0061V_2)\ (e_a-e_d)$$

Donde:

V_2 = velocidad media del viento a 2m altura en km/día

ANEXO N□ 2

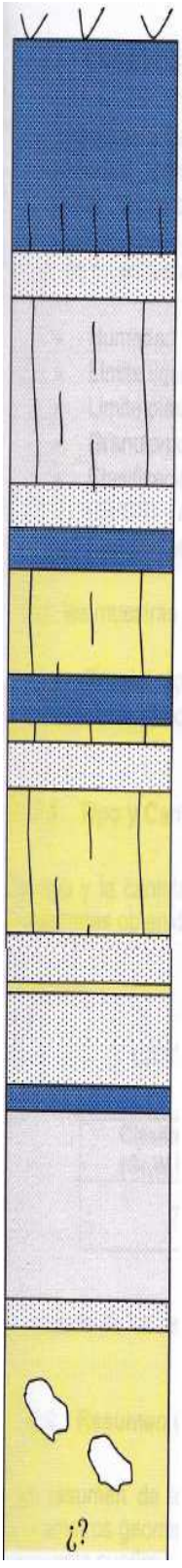
Diagrama de Moody



Fuente: SHAMES, 1967, p326

ANEXO N□ 3

Perfil estratigráfico en Ancholag



Suelo-Cangahua (MH-CH), Arcilla limosa de alta plasticidad con un espesor entre l-3m, hacia la base pómez disemidano. En la parte inferior posee fracturas rellenas con lapilli. Presente en el reservorio inferior, en el superior está removido. Muestra MG-1.

Depósito de caída A (SM) Lapilli con pómez de hasta 3cm, espesor de la capa +30cm, en ocasiones posee matriz limosa y está consolidada pero mayormente se presenta suelta. Muestra MG-2 para granulometría.

Cangahua (ML), Limo no plástico, espesor + 2.5m, medianamente consolidado de color café en ciertos lugares posee una coloración amarillenta. Está cortado por fracturas rellenas con lapilli. Muestra MG-3 para granulometría.

Depósito de caída B (SW), es una ceniza gruesa de ± 40 cm. de espesor con una coloración amarillenta, se presenta suelta y con estratificación.

Paleosuelo (MH-CH), Arcilla limosa de alta plasticidad de ±50cm de espesor.

Cangahua (ML), Limo no plástico de color amarillo, con un espesor de + 3.2m, de media compacidad, Está cortado por fracturas rellenas con lapilli. Toma de muestra MT-1 para triaxial UU y Compresión simple y granulometría.

Paleosuelo (MH-CH), Arcilla limosa de alta plasticidad de +60cm de espesor apreciable únicamente en el reservorio inferior.

Depósito de caída C (SM), Consiste de ceniza gruesa de tonalidad amarilla, consolidada con gradación normailiacia el limo de la capa superior.

Cangahua (ML), Limo no plástico de color amarillo, con un espesor de + 2.7m, de media compacidad. Está cortado por fracturas rellenas con lapilli. Muestra MG-5 para granulometría.

Depósito de caída D (SM), Lapilli suelto con pómez de hasta 2cm, posee biotita. El espesor varía entre 0.60 a 2.5m. Puede presentarse como una o dos capas separadas por ceniza fina. La parte inferior posee manchas de oxidación y es más fina que la parte superior. Muestra MG-4.

Paleosuelo (MH-CH), Arcilla limosa de alta plasticidad de +40cm de espesor.

Cangahua (ML), Limo no plástico de color café, con un espesor de + 3 a 5m, de media compacidad. Muestra MCD-2 para compresión simple y granulometría.

ANEXO N□ 4

Sentencia de conseción del derecho de aprovechamiento de las aguas de la Acequia Miraflores Alto

CONSEJO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS.- AGENCIA DE QUITO.- Quito 10 de Enero del 2001.- LAS 10:30.- VISTOS: SEGUNDO SANTIAGO GALARZA PANCHA en su calidad de Presidente y Representante Legal del Directorio de Aguas de la Acequia Miraflores Alto. comparece a la Agencia de Quito del Consejo Nacional de Recursos Hídricos y manifiesta: Que se ha dictado la sentencia de renovación de concesión del derecho de aprovechamiento de las aguas de la Acequia Miraflores Alto destinada para el Directorio de Aguas un caudal de 22,950 l/s, para riego; Que se ha desechado la petición de renovación de la concesión del derecho de aprovechamiento de las aguas a favor de la comuna Chaguarpungo y del Sr. Patricio Jiménez Gómez por no comparecer a ratificar, Que de autos consta el nombramiento del Presidente del Directorio de Agua de la comuna Chaguarpungo a cargo del compareciente, pero en la demanda involuntario omitió mencionar esta calidad indicando que comparece únicamente como el presidente del directorio de aguas de la Acequia Miraflores alto y no agregó el nombramiento; Que con los antecedentes indicados y al amparo de lo previsto en los artículos 285 y 286 del código de procedimiento civil y 94 de la ley de aguas, dentro del término que confiere la mencionada disposición legal, solicita la aclaración y ampliación de la sentencia dictada el 16 de noviembre del 2000, respecto a su intención de comparecer en la demanda también en calidad de presidente del directorio de Agua de la comuna Chaguarpungo, para lo cual agrega el nombramiento correspondiente, solicitando que se aclare y amplíe confiriendo también a su representado el Directorio de Aguas de la Comuna Chaguarpungo la renovación de la concesión del derecho de aprovechamiento de las aguas de la Acequia Miraflores Alto en el caudal de 29.57 l/s para continuar destinándolas a riego de los predios; Que para cumplir en lo dispuesto en el numeral 7 de la parte resolutiva adjunta la certificación de haber sido nombrado Presidente del Directorio de Agua de la Acequia Miraflores Alto, conforme lo hace el secretario del mismo; por presentarse dentro del término establecido en la normal del Art. 285 del Código de Procedimiento Civil, se lo acepta y para resolver el mismo se considera: **PRIMERO.-** De conformidad con la norma establecida en el texto de los Artículos 285 y 286 del Código de Procedimiento Civil, es posible aclarar y ampliar una sentencia, si una de las partes lo solicita dentro de los tres días posteriores a su notificación. **SEGUNDO.-** Conforme lo establece la norma del Art 286 del código de procedimiento civil, la aclaración tendrá lugar si la sentencia fuere obscura y la ampliación cuando la sentencia no hubiere resuelto alguno de los puntos controvertido o se hubiere omitido decidir sobre frutos, intereses o costas. **TERCERO.-** El

inciso segundo del Art 286 del Código de Procedimiento Civil establece que para la aclaración o ampliación se oirá previamente a la otra parte, en el presente caso por no existir otra parte es necesario realizarlo. **CUARTO.-** A fojas 31 el expediente se puede observar la presencia de la certificación concedida por el secretario de Aguas de la Acequia Miraflores Alto, por la que se puede comprobar que el Sr. Segundo Santiago Galarza Pancha fue designado Presidente de Directorio de Aguas de la Acequia Mraflores Alto en la Asamblea de la Junta General de Usuarios realizada en la Parroquia Juna Montalvo el 27 de Mayo del 2000, determinándose que este directorio unificó la actuación de los otros y en consecuencia es una sola directiva para todos los concesionarios en calidad de la Acequia. En consecuencia de todo lo anterior y por las consideraciones que anteceden **dentro de la tramitación del proceso signado con el número 1364-2000-CTD, RESUELVE.- 1.-** *Aceptar en todas sus partes* la petición de aclaración y ampliación de la sentencia del 16 de noviembre del 2000, por cuanto mediante el escrito de referencia, el Sr. Segundo Santiago Galarza Pancha a legitimado su calidad de presidente del Directorio de Aguas de la Comuna Chaguarpungo, como parte del Directorio de Aguas de la Acequia Miraflores Alto. **2.-** El numeral uno de la parte Resolutiva de la Sentencia de residencia deberá decir "RENOVAR la concesión del Derecho de aprovechamiento de las que descienden por la Acequia Miraflores Alto a favor del **Directorio de Aguas de la Acequia Miraflores Alto y de la Comuna Chaguarpungo**" *legalmente representado por su* ***Presidente el Sr. Segundo Santiago Galarza Pancha*** en un caudal de **22.95 l/s y 29.57 l/s** destinándose al riego de los predios de los Moradores de los Directorios representados **3.- En lo restante se estará a lo dispuesto en el fallo aclarado. NOTIFIQUESE.**

ANEXO N□ 5

Lista de usuarios del sistema de aspersión Miraflores

No.	Miembro Principal	CI	No Lotes	Área riego total (Ha)
1	Adela Maldonado	1706312806	1	0.09
2	Alberto Alvear	1701670661	1	0.24
3	Alfonso Gramal	1001284544	1	0.83
4	Alicia Abalco	1002610556	1	0.12
5	Antonio Chávez	1710365980	1	0.14
6	Aurelia Chimarro	1703939106	1	0.67
7	Aurora Vásquez	1707534325	1	0.09
8	Beatriz Gualavisí	1704993391	1	0.08
9	Cancha 1		1	0.76
10	Cancha 2		1	0.78
11	Cancha 3		1	0.34
12	Carlos Cumbal	1701657437	1	0.16
13	Carmen Pichogagón	1705792156	2	1.14
14	Carmen Tipanluisa	1707228761	1	0.39
15	Cayetano Alvear	1703171007	1	0.55
16	Cristobal Chimarro	1001564408	2	1.49
17	Enrique Jarrín Quinche	1700928292	1	0.40
18	Esperanza Gonzales	1710347947	1	0.23
19	Eusebio Pulamarín	1702523554	3	0.30
20	Fabian Quishpe		1	0.15
21	Fausto Imbaquingo		1	0.11
22	Francisca Quishpe	1709285538	2	0.15
23	Gonzalo Aguirre	1701671107	1	0.17
24	Gonzalo Landeta	1701676973	2	0.26
25	Gustavo Cabascango		3	0.38
26	Hrds. Rojas Peñafiel	1709178931	5	3.07
27	Hrds. Rundo	1710110303	1	0.18
28	Inés Morales	1710751163	3	0.48
29	Inés Tuquerez Chico	1706024567	2	0.23
30	Isidora Morales	1705494431	4	0.57
31	Jacinto Andrango	1702401520	2	0.46
32	Jorge Maldonado	1707772974	3	1.01
33	José Chicaiza	1703172195	1	0.07
34	José Luis Becerra	1002669123	1	0.17
35	Jose Ulcuango	1706646419	1	0.04
36	Juana Quishpe		4	0.49
37	Laura Hernández	1704000171	1	0.13
38	Leonor Alvarez		2	1.78
39	Luis Alfonso Guzmán		1	0.06
40	Luis Chicaiza		1	0.09
41	Luis Imbaquingo	1713106696	1	0.26

No.	Miembro Principal	CI	No Lotes	Área riego total (Ha)
42	Luis Maldonado Chimarro	1703721520	1	0.77
43	Luis Maldonado Chimarro	1703721520	1	0.77
44	Luis Maldonado Fernández		1	0.21
45	Luis Quimbiulco		1	0.46
46	Magdalena Quishpe	1710484823	2	0.24
47	Manuel Andrango	1702403260	2	1.02
48	Manuel Borja	1701760290	1	0.69
49	Manuel Gualavisí	1704146057	1	0.15
50	Manuel Guzmán	1709497489	1	0.40
51	Manuel Hernández		2	0.35
52	Manuel Mesias Ulcuango	1707381974	1	0.29
53	Marcelo Grijalva		1	0.32
54	Marcelo Vicente Chimarro	1712887697	1	0.52
55	María Laura Hernández	1704000171	1	0.08
56	Maria Luisa Chicaiza	1712830627	2	0.22
57	Mercedes Andrango		1	0.16
58	Miguel Otavalo	1705636650	2	0.39
59	Nelson Escobar	1714777792	1	0.08
60	Olga Chávez	1711378529	1	0.08
61	Oswaldo Herrera	4008241400	2	4.17
62	Oswaldo Quishpe		1	0.09
63	Patricio Farinango	1001535390	1	0.12
64	Pedro Toapanta	1707822647	1	0.31
65	Rafael Ramirez	1701694901	1	0.23
66	Rogelio Catucuago	1701654218	8	2.44
67	Segundo Galarza	1701657759	1	0.41
68	Segundo Reinoso	1701660308	2	0.28
69	Sonia Quimbiulco	1708607682	2	0.27
70	Teresa Quinatoa	1705343943	3	0.28
71	Teresa Velásquez	1703938025	1	0.15
72	Wilson Granada	1701667725	1	1.00
TOTAL			**115**	**36.66**

ANEXO N□ 6

Ejemplo de cálculo de la evapotranspiracicón real y potencial por el método de Penman para el año 2006. Presentación de resultados período 2000-2007

		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Radiación Estratosfera	**Ra**	15	15	15	15	14	13	14	14	15	15	15	14
Días del mes	**días**	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Temperatura	**ºC**	14	15	14	14	15	15	16	16	15	15	14	14
Humedad	**H**	71	73	71	70	62	57	44	46	50	60	74	72
nubosidad	**N**	6	6	6	6	5	4	3	3	4	5	6	5
Velocidad del Viento	**km/dia**	92	77	73	84	111	173	253	246	167	113	69	79
Temperatura de Rocío	**ºC**	9	10	9	9	8	6	4	4	5	7	9	9
Gradiente de Presión de Saturación	**Δ**	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Presión de Vapor Promedio	**ea**	16	17	16	16	17	17	18	18	18	17	16	16
Presión de Vapor a la Temperatura de Rocío	**ed**	11	12	11	11	11	10	8	8	9	10	11	12
Coef. Crecimiento	**Kc**	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1
n/N		0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0
Radiación Global	**Rg**	7	8	7	7	8	8	9	9	8	8	7	7
Coeficiente de Reflexión	**"**	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Radiación Recibida	**Rr**	5	5	5	5	6	6	6	6	5	5	5	5
Radiación Emitida	**Re**	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Radiación Neta	**Rn**	5	5	5	5	5	5	6	6	5	5	5	5
Poder Evaporante de la Atmósfera mm/día	**Ea**	3	2	3	3	4	5	9	9	6	4	2	2
Evaporación desde la Superficie Libre del Agua	**Eo**	4	4	4	4	5	5	7	7	6	5	4	4
Evapotranspiración Potencial	**mm/mes**	120	116	121	121	151	162	222	217	171	152	108	124
Evapotranspiración Real	**mm/mes**	97	122	128	117	131	57	126	289	232	190	49	69

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic

Elaborado por: Miguel Aguirre

Mes	Evapotranspiración Real o de Cultivo mm/mes (Etr = ETc)								Promedio
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	Período 2000-2007
Enero	93	99	130	128	132	113	97	107	112
Febrero	112	153	129	140	133	123	122	132	130
Marzo	106	116	121	127	169	117	128	121	126
Abril	99	121	106	126	118	118	117	115	115
Mayo	82	96	126	116	114	129	131	106	112
Junio	40	56	60	41	66	50	57	48	52
Julio	86	95	103	109	86	114	126	104	103
Agosto	218	320	277	269	328	286	289	292	285
Septiembre	150	185	242	203	216	261	232	206	212
Octubre	207	239	183	161	170	162	190	181	187
Noviembre	60	57	54	57	58	64	49	59	57
Diciembre	78	72	73	72	76	59	69	71	71

Mes	Evapotranspiración Potencial mm/mes (ETp)								Promedio
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	Período 2000-2007
Enero	115	123	160	158	163	120	120	132	136
Febrero	106	146	123	134	127	116	116	125	124
Marzo	100	109	114	119	159	121	121	114	120
Abril	102	125	109	130	121	121	121	118	118
Mayo	94	111	144	133	131	151	151	122	129
Junio	113	159	172	118	190	162	162	138	152
Julio	151	166	180	190	151	222	222	183	183
Agosto	163	240	208	201	246	217	217	218	214
Septiembre	111	136	178	149	159	171	171	152	153
Octubre	166	192	146	129	136	152	152	145	152
Noviembre	133	126	120	126	129	108	108	132	123
Diciembre	139	129	130	128	137	124	124	126	129

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 7

Cálculo de las dosis de riego para el proyecto Miraflores

Área:	1Ha	10000	m2		
Profundidad suelo =		1.5	M		
Tipo de suelo =		(1) Limo	(2) Arcilla Limosa		
Cc =		0.312	0.333	m/m	
Pmp =		0.175	0.217	m/m	
H estrato =		0.5	1	m	
Cultivo =		Maíz	Papa		
Prof Radicular efec dr =		1	0.5	m	
Método de Riego	Aspersión	=	85	%	eficiencia

Mes	Días	Cultivo	ET Real = RHM	P media	Pe	RHN	q	Dmax	Dp
			mm / mes	mm / mes	mm / mes	mm / mes	l/smes	mm / mes	mm / mes
Enero	**31**	**M**	112	46	17	95	0.35		
Febrero	**28**	**M**	130	57	24	106	0.44	126.50	99.22
Marzo	**31**	**M**	126	63	28	98	0.37		
Abril	**30**	**M**	115	83	41	74	0.28		
Mayo	31	**MAÍZ Cosecha**	112	54	22	90	0.34		
Junio	30	**PAPA Siembra**	52	39	13	39	0.15		
Julio	31	**P**	103	10	0	103	0.38		
Agosto	31	**P**	285	3	0	285	1.06	68.50	53.73
Septiembre	30	**P**	212	32	9	203	0.78		
Octubre	31	**PAPA Cosecha**	187	62	27	159	0.59		
Noviembre	30	**MAÍZ Siembra**	57	75	35	22	0.09		
Diciembre	31	**M**	71	73	34	38	0.14		

# riegos entero =	5.00	al mes =	un turno cada 6 días

Dr = dosis real = RHN / # riegos entero

Dr (papa) =	**56.99**	**mm/turno**
# riegos entero =	2.00	al mes = un turno cada 15 días
Dr (maíz) =	**53.05**	**mm/turno**

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 8

Resultados del analisis físico – químico de aguas y de suelos del proyecto Miraflores

AGROBIOLAB - GRUPO CLINICA AGRICOLA

Informe de Análisis de Suelos, Plantas, Aguas y E.C.P.

Gonzalo Zaldumbide N49-204 y César Frank Urb. Dammer 2 (El Inca)
Telfs: (593-2) 241-2383 / 241-2385 Fax: (593-2) 241-3312 Quito - Ecuador
Página Web: www.clinica-agricola.com E-mail: agrobiolab@clinica-agricola.com

AGUAS

Datos del Cliente		Referencia		Interpretación	
Cliente : AGUIRRE MIGUEL		No. Doc:	44706	Elementos	pH
Propiedad: MIRAFLORES		Emisión:	17/02/12	B = Bajo	Ac = Acido
Cultivo : AGUA		Impreso:	18/02/12	M = Medio	LAc= Lig. Acido
Ingreso : 06/02/12	Ensayo: 13/02/12	Página:	1 de 1	S = Suficiente	Pn = Prac. Neutro
No. Lab : Desde: 7274	Hasta : 7274			A = Alto	LAl = Lig. Alcalino
				E = Exceso	Al = Alcalino

Nombre: AGUA DE RIEGO

No. Lab.: 7.274

pH	NH4 ppm	NO3 ppm	P ppm	Zn ppm	Cu ppm	Fe ppm	Mn ppm	B ppm	Cl meq/l	K meq/l	Ca meq/l
6.90 Pn	0.43B	0.44B	0.01B	0.01B	0.01B	0.33B	0.01B	0.01B	0.08B	0.073B	0.51B

Mg meq/l	Na meq/l	CO3 meq/l	HCO3 meq/l	C.E. mmho	SO_4 ppm	RAS
0.38B	0.28B	0.01B	1.14B	0.10B	3.74M	0.42B

AGROBIOLAB

Informe de Análisis de Suelos, Plantas, Aguas y E.C.P.

LABORATORIO DE ENSAYO, BAJO LA NORMA INTERNACIONAL ISO 17025
Gonzalo Zaldumbide N49-204 y Luis Calisto Urb. Dammer 2 (El Inca) Telfs: (593-2) 241-2383 241-2385 Fax: (593-2) 241-3312 Quito - Ecuador
Página Web: www.clinica-agricola.com E-mail: agrobiolab@clinica-agricola.com

SUELOS

Datos del Cliente		Referencia		Interpretación		
Cliente : AGUIRRE MIGUEL		No. Doc.:	44693	Textura (Bout. S.W. 1973)	Elementos (INIAP, Inf.Tec.1979)	pH (Knott, J.E. 1962)
Prop / Dir : MIRAFLORES		Emisión:	17/02/12	Fco = Franco		
Cultivo : MAIZ SUAVE		Impreso:	17/02/12	Arc = Arcilloso	B = Bajo	Ac = Acido
Ingreso : 06/02/12	**Ensayo : 13/02/12	Página:	1 de 2	As = Arenoso	M = Medio	LAc= Lig. Acido
No. Lab. : Desde : 136414	Hasta : 136414			Li = Limoso	S = Suficiente	Pn = Prac. Neutro
				Are = Arena	A = Alto	LAl = Lig. Alcalino
				Fca = Franca	E = Exceso	Al = Alcalino

Nombre : MUESTRA 1

No. Lab. : 136414 **Profund (cm):** 0-20

*pH	*C.E. mmhos/cm	*M.O. %	*NH4 ppm		P ppm	K meq/100ml	Ca meq/100ml	Mg meq/100ml	*Na meq/100ml		CICE meq/100ml
6.40 LAc	1.84S	1.70B	97.50E		90.70A ± 14.51	0.56A ± 0.10	7.44S ± 1.33	2.00A ± 0.34	0.27M		10.27M

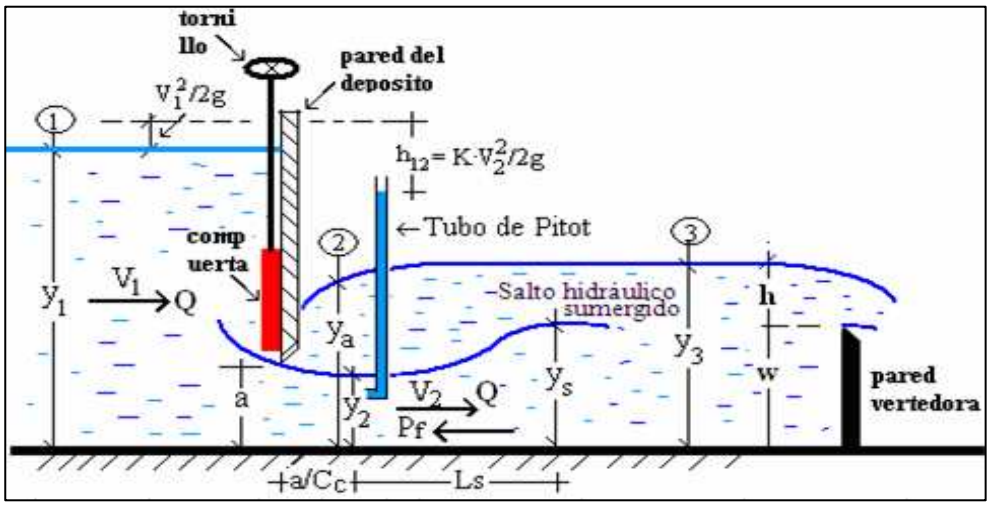
Cu ppm	Fe ppm	Mn ppm	Zn ppm	*B ppm	*SO_4 ppm	Fe/Mn R1	Ca/Mg R2	Mg/K R3	Ca+Mg/K R4		
9.20E ± 1.84	260.00E ± 67.60	51.60E ± 16.63	4.60M ± 1.74	0.24B	64.30E	4.22A	3.72A	3.57A	16.85E		

Fuente: Agrobiolab Cia. Ltda, 2012

ANEXO N□ 9

Evaluación hidráulica de la obra de toma

COMPUERTA DE ADMISIÓN (sumergida)			
Y1 =	0.685	m	Profundidad aguas arriba
a =	0.08	m	Apertura de la compuerta
Y1/a =	8.56	m/m	
Y3 =	0.445	m	Profundidad aguas abajo
Y3/a =	5.56	m/m	
Cd =	0.4		Coeficiente de descarga, Sotelo pg. 216
L =	0.5	m	Ancho de la compuerta
Qc =	58.66	l/s	Caudal que descarga la compuerta
COMPUERTA DE LIMPIEZA CONTINUA (libre)			
Y1 =	0.665	m	Profundidad aguas arriba del flujo
a =	0.08	m	Apertura de la compuerta
Y1/a =	8.31	m/m	
θ =	90°		
Cd =	0.590		Coeficiente de descarga, Sotelo pg. 215
L =	0.5	m	Ancho de la compuerta
Q_L =	85.25	l/s	Caudal que descarga la compuerta
CANAL DE INGRESO			
Qt =	0.14	m^3/s	Caudal total
B =	1.2	m	Ancho del canal
H =	0.492	m	Calado
V =	0.24	m/s	Velocidad, permite la sedimentación de arenas
TUBERÍA DE DERIVACIÓN A LA COMUNA CHAGUARPUNGO			
Ø =	160	mm	6" Diámetro de la tubería
H =	0.32	m	Carga sobre la tubería en el desarenador
L =	11.094	m	Longitud tubería evaluada
T° =	15	°C	Temperatura del agua
□ =	1.182E-06	m^2/s	Viscosidad cinemática del agua
Re =	339082		Reynolds
Cd =	0.6		Coeficiente de descarga para $Re>10^5$, flujo turbulento
Q_1 =	30.23	l/s	Caudal captado por la tubería para la Comuna Chaguarpungo
CAUDAL CAPTADO PARA LA ACEQUIA MIRAFLORES ALTO			
Q_2 =	28.43	l/s	$Q_2 = Qc - Q_1$



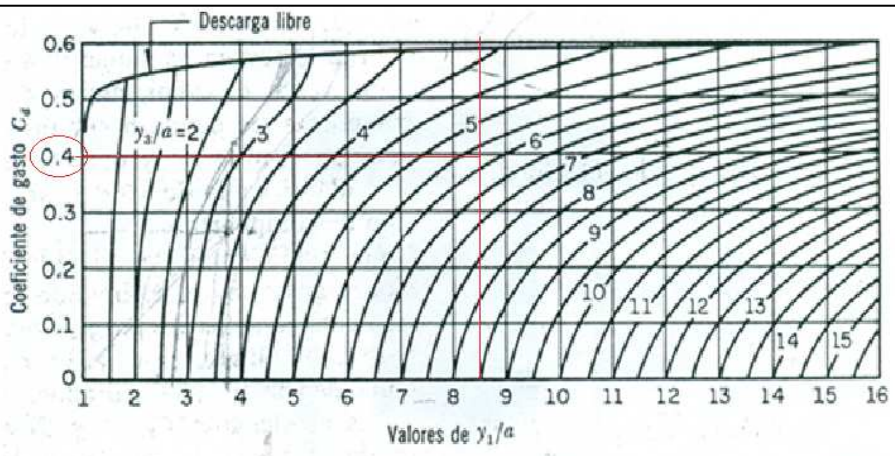


Figura 6.16. Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical según Cofré y Buchheister (Ref. 24).

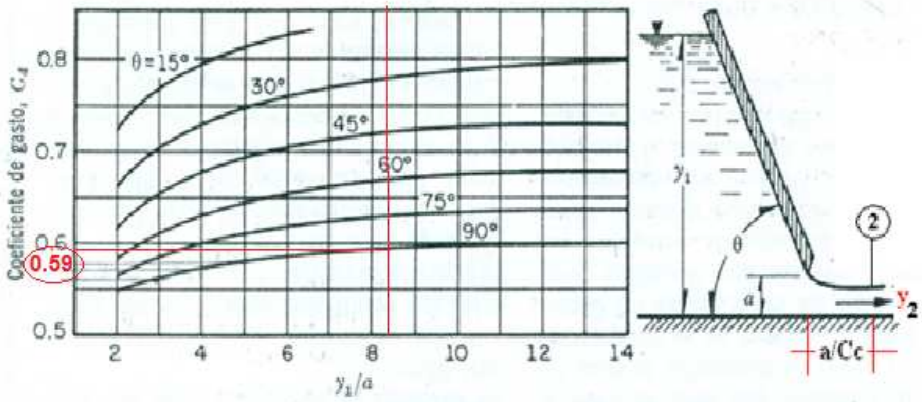


Figura 6.15. Coeficientes de gasto para compuertas planas inclinadas con descarga libre.

Fuente: Chow V.T
Modificado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 10

Evaluación hidráulica del canal principal

a) TRAMO ABIERTO EN SUELO NATURAL					
ÁREA (A)			**PERÍMETRO MOJADO (P)**		
b =	0.4	M	P =	0.7	m
h =	0.15	M			
A =	0.06	m2			
PENDIENTE (I)					
DH =	87.50	M	Distancia Horizontal		
DV =	2.20	M	Diferencia de nivel		
I =	0.025	m/m	Pendiente longitudinal		
n0 =	0.020	Canal de tierra			
n1 =	0.010	Moderado grado de irregularidad			
n2 =	0.005	Sección transversal ocasionalmente alternante			
n3 =	0.025	Obstrucciones relativas apreciables			
n4 =	0.015	Mediana vegetación en fondo y alrededores			
m5 =	1.000	Poca cantidad de meandros			
n =	0.075				
V =	0.41	m/s			
CAUDAL (Q)					
Q =	24.66	l/s			
b) TRAMO HORMIGONADO					
ÁREA (A)			**PERÍMETRO MOJADO (P)**		
b =	0.6	M	P =	0.72	m
h =	0.06	M			
A =	0.036	m2			
PENDIENTE (I)					
DH =	41.33	M	Distancia Horizontal		
DV =	0.61	M	Diferencia de nivel		
I =	0.015	m/m	Pendiente longitudinal		
n =	0.025	Concreto, terminado con grava en el fondo			
V =	0.66	m/s			
CAUDAL (Q)					
Q =	23.74	l/s			

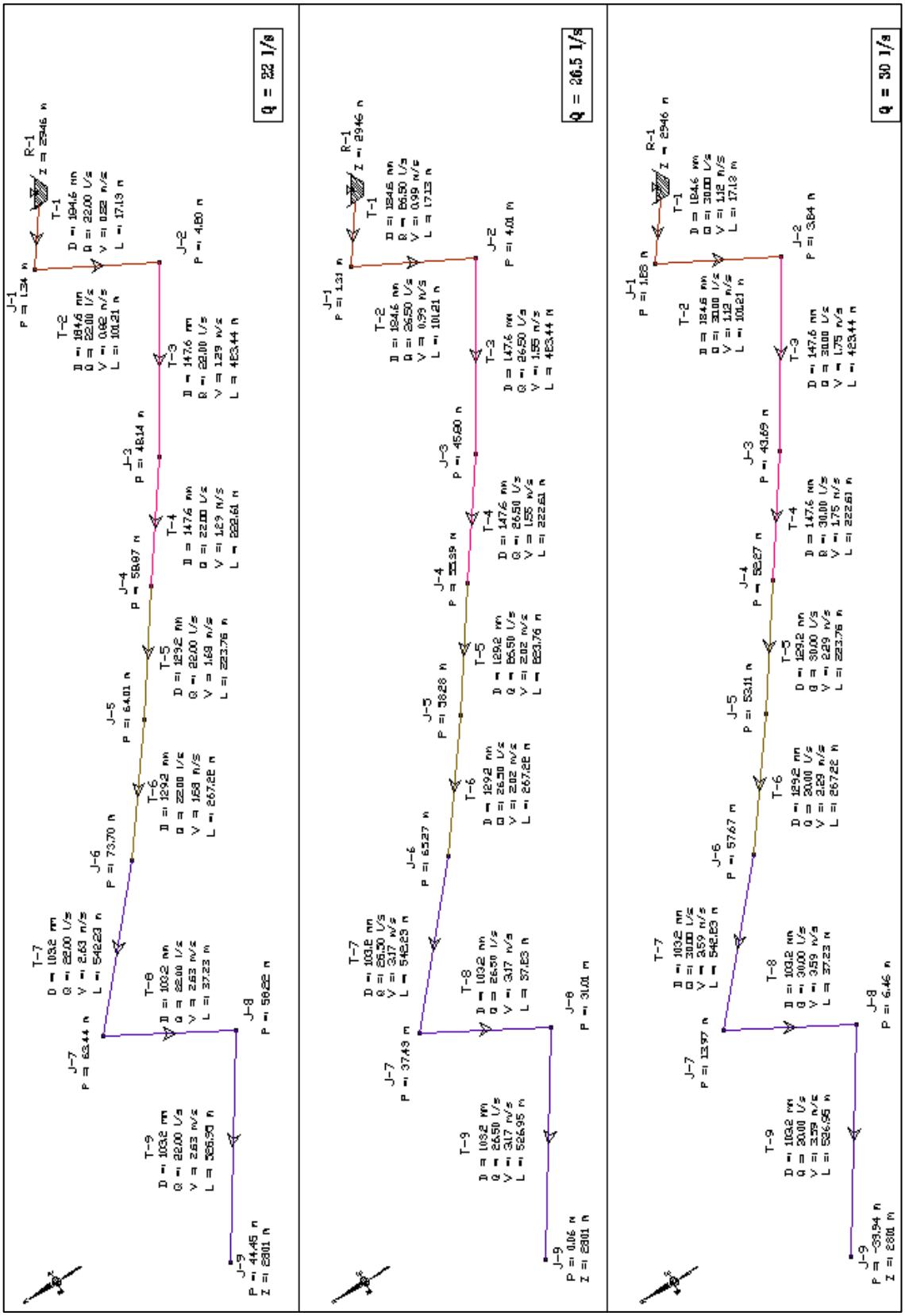
Elaborado por: Miguel Aguirre

EVALUACIÓN DE LAS FILTRACIONES EN EL CANAL DE TIERRA					
ÁREA (A)				**PERÍMETRO MOJADO (P)**	
b =	0.4	m		P = 0.67	m
h =	0.135	m			
A =	0.054	m2			
PENDIENTE (I)					
I =	0.045	m/m		Pendiente longitudinal media del canal	
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)				Chow V.T. pg. 106	
n =	0.075				
VELOCIDAD (V)					
V =	0.53	m/s			
CAUDAL (Q)					
Qo =	28.50	l/s			
k =	1.E-06	m/s		Coeficiente de permeabilidad, Krochin pg 154	
P =	0.724	l/s-km		Pérdida por infiltración en el primer km	
r =	2.54	%		Pérdida en el km 1 en porcentaje del caudal	
N =	0.4			Exponente experimental 0.2<N<0.6	
x =	8	Km		Longitud del canal	
Q =	23.05	l/s		Caudal que ingresa al reservorio	

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 11

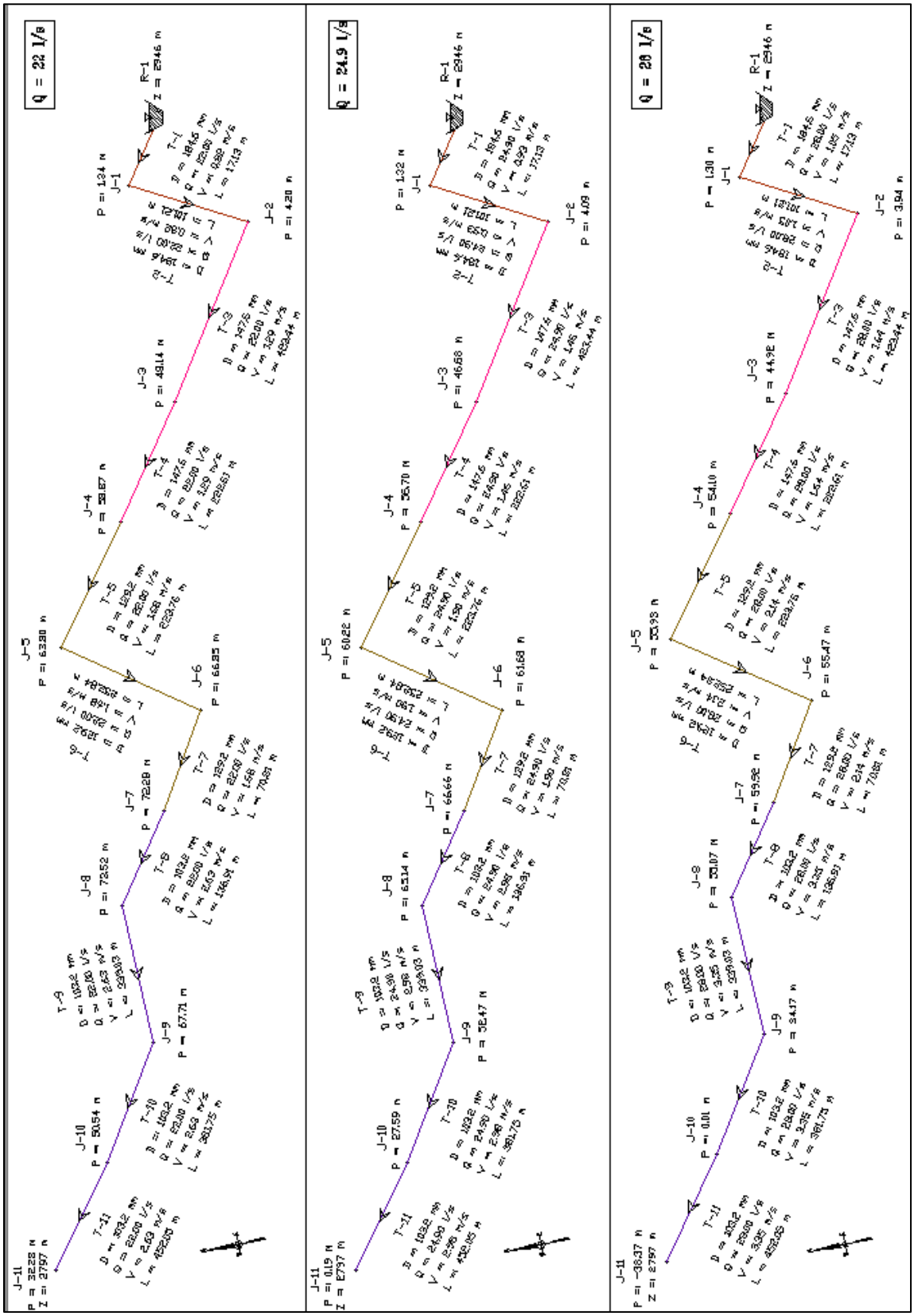
MODELACIÓN DE LA ACTUAL RED PRINCIPAL 1 EN WATERCAD



Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 12

Modelación de la actual red principal 2 en watercad



Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 13

Determinación de la cantidad de aire generada en la red de tuberías principales

a) CANTIDAD DE AIRE MÁXIMO - TUBERÍAS A PRESIÓN			
Q =	22	l/s	
1atm =	10.33	Mca	$Qa = C_B \times Q \times \Delta P$
ΔP =	145	mca	
ΔP =	14.04	atm	Máxima Presión diferencial
T° =	15	°C	Temperatura media del agua
C_B =	0.025 2	m3 ai / m3 ag	Coeficiente de Bunsen (cantidad máxima de aire disuelto a P=1atm)
Qa =	8	lt/s	Máximo caudal de aire generado
Qa =	28	m3/h	
b) CANTIDAD DE AIRE MÁXIMO EN EL VACIADO DE LAS TUBERÍAS			
D =	103.2	mm	Diámetro interno de la tubería
I =	0.047	m/m	Pendiente media del tramo
C =	150		Coeficiente de pérdida de carga de Hazen-Williams (PVC)
Qv =	73.47	m3/h	Caudal de aire debido al vaciado por gravedad de la tubería
Qv =	20.41	lt/s	
c) CANTIDAD DE AIRE MÁXIMO EN EL LLENADO DE LAS TUBERÍAS			
D =	110	mm	Diámetro externo de la tubería
e =	3.4	mm	Espesor de la tubería
K =	33.3		Constante que depende del material (PVC)
Δh =	80	mca	Sobrepresión permitida = presión nominal
C =	295	m/s	Celeridad de la onda del golpe de ariete
Q_{LL} =	25	lt/s	Caudal de aire máximo para evitar golpe de ariete
Q_{LL} =	90	lt/s	

Elaborado por: Miguel Aguirre

a) Coeficiente de Bunsen[68] (m^3 aire /m^3 de agua) a 1atm de presión y diferentes T° del agua.

T°C	0	5	10	15	20	25	30
C_B	0.0286	0.0252	0.0224	0.0201	0.0183	0.0167	0.0154

b) El caudal máximo de drenaje por gravedad puede calcularse por la fórmula:

$$Q = 1.2916 \cdot 10^{-5} \cdot C \cdot S^{0.54} \cdot D^{2.63}$$

Donde:

Q = Caudal de agua debido a la gravedad (m^3/h)

S = Pendiente de la tubería (m/m)

[68] Manual Técnico para el Diseño de Ventosas A.R.I

D = Diámetro interno de la tubería (mm)

C = Coeficiente de pérdida de carga de Hazen - Williams

c) En base a consideraciones del golpe de ariete[69] el caudal máximo de llenado de las tuberías puede calcularse por la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{g \cdot A \cdot \Delta h}{C}$$

Donde:

Q = Caudal de llenado de la tubería = caudal de salida de aire (m^3/s)

A = Área de la sección transversal de la tubería (m^2)

Δh = Sobrepresión permitida debida al golpe de ariete = presión nominal del sistema. (mca)

g = Gravedad ($9.8 m/s^2$)

C = Celeridad (m/s) y se la determina por:

$$C = \frac{9900}{\left(48.3 + K \cdot \frac{D}{e}\right)^{0.5}}$$

Siendo:

K = Constante que depende del material (PVC = 33.3, PE = 6.6)

D = Diámetro interno de la conducción (mm)

e = Espesor de la conducción (mm)

[69] MARTÍNEZ, M. A., p241

ANEXO N□ 14

Determinación de la velocidad crítica para que exista arrastre de las bolsas de aire en las tuberías principales

TRAMO PRINCIPAL 1			
D =	200	Mm	Diámetro de tubería en tramo
i =	0.039	m/m	Pendiente media
θ =	2.25	°	Ángulo de declive
g =	9.81	m^2/s	Aceleración de la gravedad
Vc =	0.63	m/s	Velocidad crítica determinada por*:
D =	160	mm	
i =	0.097	m/m	
θ =	5.53	°	
Vc =	0.60	m/s	
D =	140	Mm	
i =	0.053	m/m	
θ =	3.06	°	
Vc =	0.54	m/s	
D =	110	Mm	
i =	0.047	m/m	
θ =	2.71	°	
Vc =	0.47	m/s	
TRAMO PRINCIPAL 2			
D =	140	Mm	Diámetro de tubería en tramo
i =	0.051	m/m	Pendiente media
θ =	2.93	°	Ángulo de declive
Vc =	0.54	m/s	Velocidad crítica
D =	110	Mm	
i =	0.043	m/m	
θ =	2.47	°	
Vc =	0.47	m/s	

$$Vc = \sqrt{gD} \times \left(0.25\sqrt{sen\theta} + 0.4\right)$$

Donde:

Θ = ángulo de declive (°)

g = gravedad ($9.81 m^2/s$)

D = Diámetro de la tubería (m)

Elaborado por: Miguel Aguirre

* Esta fórmula se puede aplicar para tramos de tuberías rectilíneos y de pendiente constante[70]. Si hay cambios de pendiente, el aire puede quedar estancado aún con una velocidad de flujo mayor a la crítica.

[70] Manual Técnico para el Diseño de Ventosas A.R.I.

ANEXO N□ 15

Tiempos mínimos de apertura de válvulas para evitar el golpe de ariete en el actual sistema de riego miraflores

TUBERÍA PRINCIPAL TRAMO 1

Tubería PVC
E = 0.0087 m K = 18

Valv paso	Abscisa (m)	L (m)	D interno (mm)	c (m/s)	T (s)
no	118.17	118.17	184.60	477.29	
si	538.73	420.56	147.60	526.42	2
si	760.90	222.17	147.60	526.42	3
no	963.60	202.70	129.20	557.26	
si	984.75	21.15	129.20	557.26	4
si	1250.93	266.18	129.20	557.26	5
si	1791.92	540.99	103.20	611.84	7
si	2355.34	563.42	103.20	611.84	9

TUBERÍA PRINCIPAL TRAMO 2

Valv paso	Abscisa (m)	L (m)	D interno (mm)	c (m/s)	T (s)
no	118.17	118.17	184.60	477.29	
Si	538.73	420.56	184.60	477.29	2
Si	760.90	222.17	147.60	526.42	3
no	**963.60**	202.70	129.20	557.26	
Si	968.42	4.82	129.20	557.26	4
Si	1287.25	318.83	129.20	557.26	5
Si	1424.16	136.91	103.20	611.84	5
Si	1763.19	339.03	103.20	611.84	6
Si	2144.94	381.75	103.2	611.837474	7
Si	2596.99	452.05	103.2	611.837474	9

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 16

Diseño de la rápida a implantarse en el canal principal

CANAL DE INGRESO			
Q =	0.03	m3/s	Caudal de diseño
B =	0.6	m	Ancho canal aguas arriba
dc =	0.060	m	Calado crítico
RAMPA			
HT =	1.5	m	Altura total
0.75HT =	1.125	m	
L =	5	m	Longitud asumida
i =	0.225	m/m	Pendiente de la rampa
b =	0.4	m	Ancho de la rampa impuesto
d =	0.028	m	Calado calculado
V =	2.67	m/s	Velocidad calculada
TIRANTE CRÍTICO SECCIÓN DE CONTROL			
dc =	0.083	m	Tirante crítico
PERFIL DE LA TRAYECTORIA			
xf =	0.320	m	Longitud de la trayectoria
yf=	0.143	m	Desnivel en la trayectoria
PLANO 1.5:1			
p´= 0.25HT-yf =	0.232	m	Desnivel plano inclinado
hv =	0.363	m	Carga de velocidad
Cuenco amortiguador			
H1=	0.707	(- d1)	Carga total al inicio del resalto
si d1 = dc/3 =	0.028	m	Calado asumido aguas arriba del resalto
H1 =	0.679	m	
V1 =	3.650	m/s	Velocidad de entrada en el resalto
A =	0.008	m2	Área de la sección que contiene el resalto
d =	0.021	m	Calado calculado ≠ calado asumido
si d1 =	0.020	m	2da iteración
H1 =	0.687	m	
V1 =	3.670	m/s	
A =	0.008	m2	
d =	0.020	m	Ok
F1 =	8.286	4.5<F1<9	Resalto estable, Ok
d2/d1 =	11.229		Chow V.T. pg 387
d2 =	0.225	m	Calado aguas abajo del resalto
L/d2 =	6.150	m	Chow V.T. pg 390
L =	1.400	m	Longitud del resalto
ds =	0.117	m	Calado en el canal de salida
P =	0.141	m	Profundidad del colchón amortiguador

ANEXO N□ 17

Diseño de la reja

CANAL RECTANGULAR CON FLUJO UNIFORME SUBCRÍTICO			
CANAL - TRAMO MEJORADO CON REVESTIMIENTO DE MORTERO			
Q max =	30	l/s	Caudal máximo
H max =	0.117	M	Calado
I =	0.003	m/m	Pendiente canal
Bc =	0.40	M	Ancho canal
V =	0.642	m/s	Velocidad máxima en el canal
DISEÑO DE LA REJA			
a =	2	Cm	Separación barras
t =	0.5	Cm	Espesor barra
E =	0.800		Eficiencia
Vr =	0.6	m/s	0.4 < Vr < 0.9 m/s
Au =	0.050	m^2	Área útil a Q max
S =	0.063	m^2	Área total
h =	0.117	M	Altura reja
B =	0.534		
B =	0.600	M	Ancho total reja
Q med =	24	l/s	
H med =	0.100	M	
Au =	0.048	m^2	
Vr =	0.50	m/s	
Q min =	20	l/s	
H min =	0.088	M	
Au =	0.042	m^2	
Vr =	0.47	m/s	
BARROTES RECTANGULARES			
Vr =	0.52	m/s	Velocidad Promedio en la reja
k =	2.42		Factor de forma
Δh =	-0.017	M	Pérdida de carga Reja Limpia
Δh =	0		Pérdida de carga > 0
$\Delta h'$ =	0.017		Pérdida de carga 50% obstruida
$\Delta h'$ =	0.02		Pérdida de carga > 0

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 18

Diseño del nuevo desarenador

CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN			
Qmax =	30	l/s	= 0.030 m^3/s
Ø =	0.2	mm	Diámetro de la partícula a sedimentar (arena fina)
W =	2.16	cm/s	Velocidad de sedimentación (Krochin p128)
V_h =	0.16	m/s	Velocidad horizontal del agua en el tanque (Krochin p124)
A =	0.19	m^2	Área transversal del desarenador
B/H =	2		Relación ancho/alto desarenador
B =	0.612	m	Ancho del desarenador calculado
H =	0.306	m	Alto del desarenador calculado
B asum =	0.60	m	Ancho asumido
H asum =	0.30	m	Alto asumido
$V_{h\ real}$ =	0.17	m/s	Ok, 0.1<V<0.4 m/s (Krochin p124)
k =	1.50		1.2<k<1.5 según importancia de la obra
L =	3.47	m	Longitud del desarenador calculada
L asum =	3.50	m	Longitud del desarenador asumida
i =	6	%	Pendiente fondo desarenador 2<i<6 % (Krochin p 126)
h =	0.210	m	Altura de zona de arenas
ht =	0.510	m	Carga compuerta de lavado
Tr =	21	s	Tiempo de retención
TRANSICIÓN DE ENTRADA			
θ =	12.5	°	Ángulo de transición recomendado
L1 =	0.43	m	Longitud de transición
FLUJO CONTROLADO CON VERTEDERO DE PARED DELGADA TRABAJANDO LIBRE			
H =	0.066	m	Carga sobre el vertedero < 25cm
P1 =	0.234	m	Elevación de la cresta sobre el fondo aguas arriba
Mo =	1.872		1.8<Mo<2
b =	0.945	m	Longitud calculada de la cresta del vertedero
b asum =	0.942	m	Longitud cresta vertedero = longitud de arco
H =	0.066	m	Ok
V =	0.48	m/s	Ok, V < 1m/s

COMPUERTA DE LAVADO			
Q canal =	30	l/s	Caudal en el canal
Vol desare =	0.976	m^3	Volumen total en el desarenador
t lavado=	30	s	Tiempo de lavado
Q lavado =	0.033	m^3/s	Caudal de lavado
Q diseño =	0.063	m^3/s	Caudal de diseño de la compuerta
Q diseño =	63	l/s	Caudal en el canal + caudal de lavado
C =	0.6		Coeficiente descarga de la compuerta
B =	0.30	m	Ancho de la compuerta
H =	0.51	m	Carga en la compuerta
a =	0.115	m	
Qcal =	0.065	m^3/s	Caudal calculado
Qcal =	65	l/s	Qcal > Qdiseño, OK
V_L =	1.90	m/s	Velocidad de lavado 3 < VL < 5 m/s
V_L =	3	m/s	
A =	0.021	m^2	
a =	0.069	m	Apertura necesaria
Q =	0.040	m^3/s	
Q =	40	l/s	Caudal real que desaloja la compuerta > Q canal
Q_L =	10	l/s	Caudal de lavado para que V = 3m/s
t lavado=	102	s	
t lavado=	1.70	min	Tiempo real de lavado del tanque

Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 19

Revestimiento del reservorio con geomembrana

DISEÑO DEL ESPESOR DE LA GEOMEMBRANA			
H =	5	m	Altura del reservorio
β =	57	°	Ángulo que forma el movimiento de la geomembrana a tensión con la horizontal
σ adm =	15000	kPa	Esfuerzo permisible geomembrana HDPE - polietileno de alta densidad
δu =	18	°	Ángulo de fricción geomembrana - material superior
δL =	8	°	Ángulo de fricción geomembrana - material inferior (geomembrana lisa)
X =	0.3	m	Distancia de deformación movilizada de la geomembrana
Pe agua =	9.798	Kn/m^3	Peso específico del agua
σn =	49	kPa	Esfuerzo aplicado por el agua en el fondo del reservorio
tc =	1.07	mm	Espesor de la geomembrana calculado
tmin =	1.00	mm	t mínimo, Grado de supervivencia muy alto (reservorios)
tr =	1.07	mm	Espesor requerido
ti =	1.5	mm	Espesor de la geomembrana a instalar
FS =	1.4		Factor de seguridad ti/tr ≥ 1
DISEÑO DE LA ZANJA DE ANCLAJE			
L_{RO} =	1	m	Longitud de desarrollo asumido
Pe suel =	18	Kn/m^3	Peso específico del suelo en la zanja de anclaje (arena)
Ø =	30	°	Ángulo de fricción de la arena
KA =	1	rad	Coeficiente de presión de tierra activa $=\tan^2(45+Ø/2) > 1$
KP =	3	rad	Coeficiente de presión de tierra activa $=\tan^2(45-Ø/2) > 1$
T adm =	22.5	N/mm	Tensión admisible inducida a la geomembrana (= σ adm*ti)
d AT =	0.75	m	Profundidad de la zanja de anclaje asumida
D =	0	m	Profundidad del suelo de cobertura
PA =	5.0625	Kn/m^2	Esfuerzo activo
PP =	15.1875	Kn/m^2	Esfuerzo pasivo
T adm c =	23.72	N/m	Tensión admisible inducida a la geomembrana calculada > T adm
DISEÑO DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO			
h =	12	mm	Altura efectiva de la protuberancia
FS =	4.5		Factor de seguridad global (mínimo 3, depende de h)
P adm =	220	kPa	Presión admisible sobre la geomembrana
FM S =	1		Factor de reducción por la forma de la protuberancia (angular)
FM DR =	1		Factor de modificación por densidad de relleno (protuberancia aislada)
FM A=	1		Factor de modificación con efecto de Arco en sólidos (carga hidrostática)
FR FL=	1.5		Reducción por influencia del material a largo plazo (min 270g/m2)
FR DQB=	1.1		Reducción por degradación química y biológica a largo plazo (ligero)
M =	116	g/m^2	Masa unitaria calculada del geotextil no tejido
NT3000	300	g/m^2	Masa unitaria geotextil NT3000 (1 capa)

ANEXO N□ 20

Cálculo del volumen del reservorio proyectado por el método de áreas parciales

H (m)	**A_i** (m^2)	**A_{i+1}** (m^2)	**Aprom** (m^2)	**V_i** (m^3)
1	2298.6	2396.7	2347.65	2347.65
2	2396.7	2496.5	2446.6	2446.6
3	2496.5	2597.9	2547.2	2547.2
4	2597.9	2700.9	2649.4	2649.4
VOLUMEN TOTAL				**9991**

$$Vi = \frac{A_{(i+1)} + A_{(i)}}{2} \times \Delta H$$

Donde:

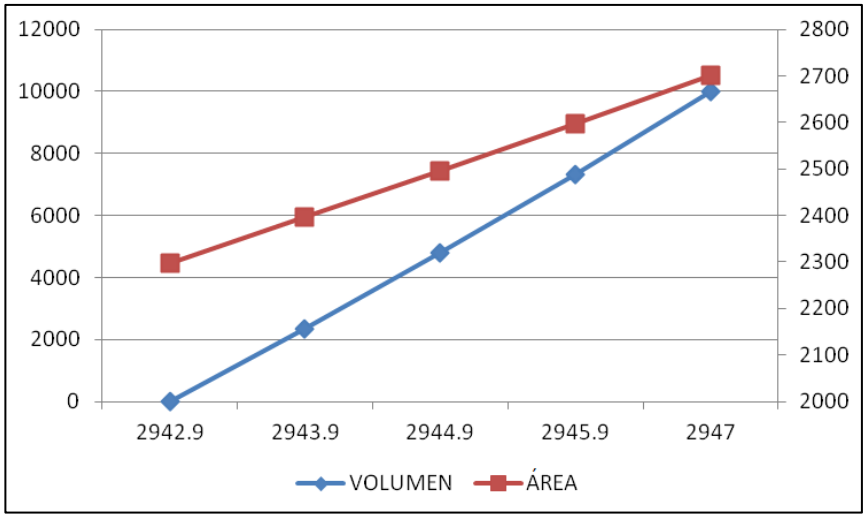
V_i = Volumen parcial (m^3)

$A_{(i+1)}$ = Área de la curva de nivel superior (m^2)

$A_{(i)}$ = Área de la curva de nivel inferior (m^2)

ΔH = Diferencia de altura entre las curvas de nivel (m)

Curva Cota – Área – Volumen del reservorio proyectado



Elaborado por: Miguel Aguirre

ANEXO N□ 21

Tipo y número de aspersores para cada parcela

Lote	TIPO	#	Área Ha	Lote	TIPO	#	Área Ha	Lote	TIPO	#	Área Ha
1	5023	1	0.13	43	Wobbler	2	0.08	82	Wobbler	1	0.03
2	Wobbler	3	0.11	44	5023	1	0.12	83	Wobbler	3	0.11
3	5023	1	0.12	45	7025	1	0.14	84	7025	2	0.23
4	5023	2	0.14	46	5023	1	0.11	85	Wobbler	3	0.09
5	8025	6	2.16	47	Wobbler	3	0.09	86	Wobbler	3	0.12
6	7025	3	0.55	48	Wobbler	3	0.09	87	5023	4	0.41
7	7025	3	0.65	49	Wobbler	2	0.07	88	Wobbler	6	0.23
8	Wobbler	2	0.08	50	Wobbler	5	0.18	89	8025	2	0.69
9	Wobbler	4	0.16	51	Wobbler	2	0.07	90	8025	2	0.62
10	8025	1	0.36	52	5023	2	0.16	91	8025	2	0.51
11	8025	2	0.86	53	5023	2	0.15	92	Wobbler	3	0.12
12	Wobbler	3	0.09	54	7025	3	0.55	93	Wobbler	3	0.09
13	7025	3	0.45	55	7025	2	0.40	94	Wobbler	3	0.11
15	Wobbler	2	0.04	56	Wobbler	2	0.08	95	7025	3	0.46
16	7025	2	0.28	57	7025	1	0.17	96	5023	2	0.20
17	7025	1	0.14	58	Wobbler	2	0.08	97	5023	2	0.21
18	8025	4	1.42	59	8025	2	0.68	98	5023	2	0.20
19	7025	2	0.40	60	5023	3	0.30	99	5023	2	0.16
20	5023	2	0.23	61	Wobbler	5	0.19	100	8025	2	0.67
21	5023	2	0.14	62	8025	4	1.68	101	Wobbler	3	0.13
22	Wobbler	3	0.12	63	Wobbler	3	0.10	102	Wobbler	4	0.13
23	Wobbler	2	0.04	64	Wobbler	3	0.11	103	8025	2	0.76
24	Wobbler	2	0.09	65	Wobbler	3	0.12	104	8025	2	0.78
25	5023	2	0.16	66	8025	9	3.49	105	5023	3	0.34
26	5023	2	0.17	67	Wobbler	3	0.12	106	7025	3	0.52
27	5023	2	0.23	68	Wobbler	3	0.12	107	Wobbler	1	0.03
28	Wobbler	3	0.09	69	7025	2	0.32	108	7025	1	0.20
29	5023	2	0.15	70	5023	3	0.24	109	7025	4	0.78
30	5023	2	0.19	71	7025	2	0.31	110	7025	3	0.57
31	5023	4	0.39	72	7025	2	0.29	111	8025	3	1.00
34	Wobbler	2	0.07	73	8025	2	0.79	A	Wobbler	1	0.02
35	Wobbler	2	0.07	74	Wobbler	8	0.31	B	Wobbler	2	0.08
36	Wobbler	2	0.08	75	8025	2	0.83	C	Wobbler	3	0.09
37	Wobbler	5	0.18	76	7025	2	0.36	D	7025	1	0.15
38	Wobbler	3	0.09	77	Wobbler	4	0.15	E	Wobbler	2	0.07
39	5023	3	0.26	78	Wobbler	4	0.16	F	Wobbler	3	0.09
40	5023	1	0.12	79	Wobbler	4	0.15	G	Wobbler	2	0.06
41	5023	1	0.11	80	5023	2	0.20	PARQUE YASNÁN			
42	5023	2	0.14	81	Wobbler	1	0.03	GRUPO DE LA MONTAÑA			

Elaborado por: Miguel Aguirre