

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Una de las limitantes fundamentales para el desarrollo agropecuario en el área rural, constituye la falta de agua y el uso adecuado del mismo, los sistemas de riego son elementos esenciales para el desarrollo social y económico de las comunidades.

Debido a la ubicación geográfica de la comunidad, ésta presenta características particulares, es así que en la localidad de Rejará se diferencian sub-zonas de cultivo en las cuales se siembra a temporal en su mayoría, la falta de agua constituye el problema principal, esto debido a la falta de infraestructura para el riego en la producción agropecuaria, lo cual limita el desarrollo de la región.

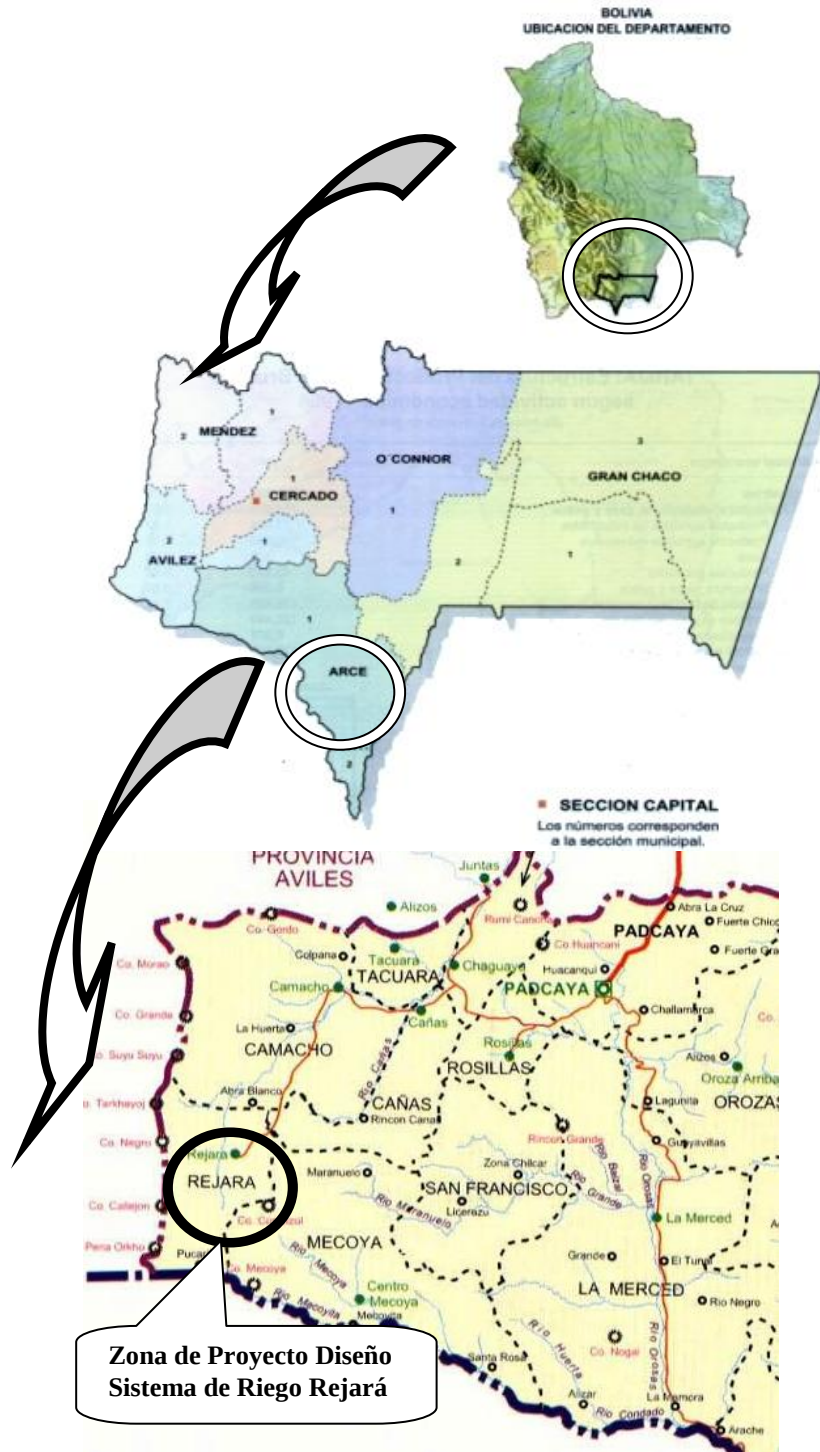
En la comunidad de Rejará existe algunos subsistemas rústicos de micro-riego, consistentes en derivaciones no permanentes de las quebradas, éstas permiten el ingreso de agua a los canales de tierra de trazo regular de sección arbitraria, con pendientes pronunciadas en el trayecto de conducción de agua, el problema mayor es la pérdida de caudal por la baja eficiencia de conducción, dado que el suelo predominante es arenisca, lutita en descomposición, además de conglomerados, las pérdidas por infiltración en la conducción son de consideración.

En ese contexto se ve conveniente realizar el estudio de un sistema de riego en la comunidad de Rejará, dada la petición presentada como prioridad por los comunarios de Rejará a la Sub-Gobernación de la Provincia Arce.

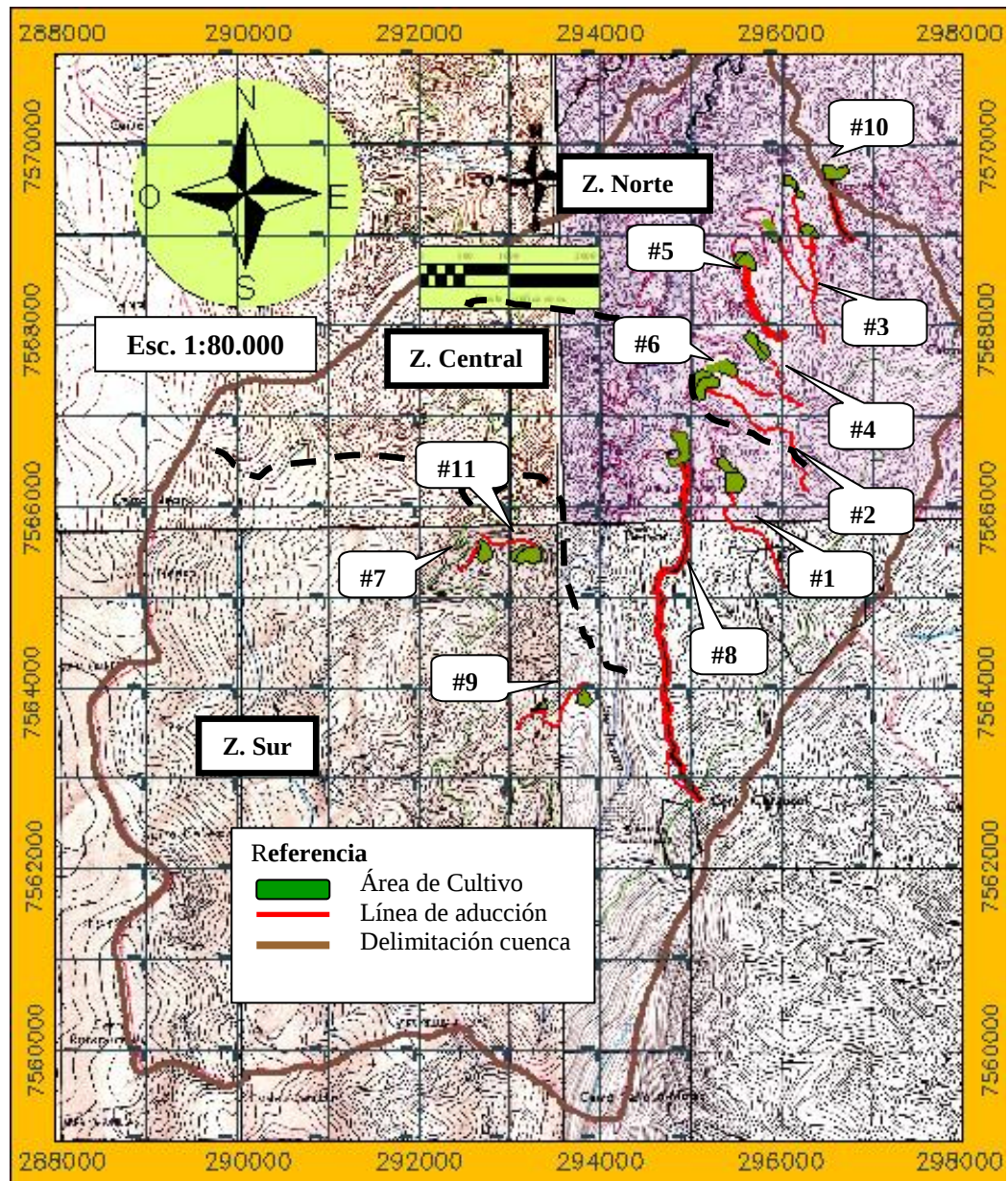
1.2 LOCALIZACIÓN

El área del proyecto se encuentra en la comunidad de Rejará Distrito 4 del Municipio de Padcaya a 50 Km. de esta localidad en la Primera Sección de la Provincia Arce, Departamento de Tarija y se encuentra entre las coordenadas UTM 288386 m - 298321 m Este y Entre 7559165 m - 7571223 m Norte y a una altitud que oscila los 3000 m.s.n.m.

Mapa N° 1. 1
Ubicación del proyecto dentro el contexto
Nacional, Departamental y Provincial



Mapa N° 1. 2
Ubicación de los Sub-sistemas de riego dentro la cuenca del río Rejará



1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El riego en el área del proyecto ha sido tradicionalmente desarrollado por las comunidades campesinas en su gran mayoría de pequeña dimensión, de características rudimentarias y de baja eficiencia en el uso del agua. La mayor parte fue construida por los propios comunarios, utilizando su propia mano de obra.

La demanda de la comunidad es el aprovechamiento del recurso hídrico en el área que forma el proyecto, tomando como la prioridad el riego que actualmente tiene como limitante la falta de agua en la época crítica (Mayo a Septiembre), debido a la falta de agua superficial de manera continua en las fuentes disponibles, en esta región el mayor porcentaje de las precipitaciones se concentran en los meses de (Noviembre - Marzo), y el escurrimiento casi es nulo en los meses de estiaje, lo cual involucra que del total del escurrimiento superficial anual, apenas un mínimo porcentaje es aprovechado, obligando a invertir en infraestructura de riego con el fin de que el sistema de riego opere sin problema permitiendo un máximo aprovechamiento del recurso hídrico.

El área del estudio presenta micro-cuencas claramente diferenciados con disponibilidad de agua, las cuales corresponde a la sub-cuenca del río Rejará, estas micro-cuencas cuentan con caudales permanentes que no están siendo aprovechadas eficientemente para el riego, en desmedro de la economía de los comunarios.

El riego con un suministro suficiente de agua, un suelo adecuado y una buena administración, debe asegurar con continuidad un alto rendimiento de las cosechas por unidad de superficie cultivada.

Con el presente proyecto se pretende asegurar e incrementar la oferta de agua para riego ayudando a incrementar la producción agrícola mediante la construcción de obra de toma que permita asegurar la captación de agua disponible en la fuente, reducir las pérdidas de agua en la conducción a través de la aducción por tubería y construcción de obras de arte complementarias.

Con la implementación de sub-sistemas de micro riego se logra en general un mejoramiento socioeconómico de la zona.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

“Contribuir a mejorar la calidad de vida de las familias beneficiarias del proyecto, en la comunidad de Rejará, mediante el incremento de la producción y productividad agrícola, por efecto del aprovechamiento del agua de lluvia mediante la construcción de 11 sub-sistemas de micro-riego que permitan la disponibilidad de agua para riego permanente”

1.4.2 Objetivos específicos

- ✓ Determinar la mejor alternativa para implementar el sistema de riego teniendo en cuenta parámetros técnicos que respalden la toma de decisiones de manera objetiva para el aprovechamiento de agua de lluvia, con la finalidad de incorporar áreas bajo riego y satisfacer las necesidades de agua para riego existente en la zona de proyecto.
- ✓ Consolidación de las organizaciones de regantes en las zonas de estudio.

1.5 METAS

- ✓ Construcción de 11 Obras de toma tipo tirolesa
- ✓ Construcción de 11 desarenadores
- ✓ Emplazamiento de 16.58 Km de longitud de aducción por tubería de PVC
- ✓ Construcción de 1 puente acueducto colgante de L= 9m
- ✓ Construcción de 1 puente acueducto colgante de L= 15m
- ✓ Construcción de 11 estanques de H°C° para regulación de agua
- ✓ Beneficiar a 123 familias campesinas de la comunidad de Rejará
- ✓ Se incrementara el área bajo riego en 38.61 Has de 16,94 Has a 55.55 Has
- ✓ Capacitar a los beneficiarios del proyecto en aspectos de gestión, operación y mantenimiento

1.6 MARCO LÓGICO

En el cuadro siguiente se puede observar el marco lógico, mostrándose en detalle los objetivos, metas, indicadores, verificables objetivamente; con y sin proyecto. De igual manera se pueden apreciar las fuentes de verificación y los supuestos importantes para que el proyecto sea ejecutado.

Cuadro N°1 Marco Lógico

Objetivos	Indicadores Verificables		Fuentes de Verificación	Supuestos Importantes
	Sin proyecto	Con proyecto		
Objetivo Superior: Contribuir a mejorar la calidad de vida de los comunarios del área del proyecto, a través del desarrollo productivo agrícola para asegurar la alimentación y generar excedentes destinados al mercado.	Las 123 flías. De Rejará actualmente generan un ingreso anual proveniente de la producción agrícola de 223.678,22.-Bs, con un ingreso por flía. De 1.818,52 Bs/Flía. Y un ingreso anual per-cápita de 606.17 Bs	Con la ejecución del proyecto, 123 familias beneficiarias perciben un valor neto proveniente de la producción agrícola de 865.858,31Bs con ingresos de 7.039,50 Bs/flía. Y un ingreso per-cápita de 2.346,50 Bs	Informes anuales de la EE. Encuestas entre los beneficiarios	Los precios en el mercado permanecen constantes. Los costos de transporte permanecen estables. Los fenómenos climáticos son normales. La autogestión de los usuarios del sistema se ha consolidado.
Objetivos Directos: Dotación de agua para riego y consumo de los animales. Incentivar la producción agrícola y pecuaria. Generar mayor trabajo, a su vez evitar la migración. Fortalecer la organización de regantes de la comunidad.	Actualmente existe déficit de agua para la producción agrícola, principalmente en época de estiaje provocando pérdidas y bajos rendimientos de los cultivos Las 123 familias cultivan 16,94 has la mayor parte a secano	Con la implementación de 11 sub-sistemas de microriego, se aumentará el volumen de agua para los cultivos y animales por lo que la producción media incrementará sus ingresos. Las 123 familias incorporan 38,61 has bajo riego, regando un total de 55,55 has.	Inf. de evaluación. periódica de la EE. Inf. de rendimiento y producción a través de estadísticas generales del mercado tarijeño	La Infraestructura funciona como lo planteado. Los caudales se encuentran en los rangos previstos. El mantenimiento y operación se efectúa de acuerdo a lo planificado. Las obras se concluyen en el tiempo previsto.
Metas ó Resultados Incrementar la disponibilidad de agua para riego, principalmente en la época de estiaje. Mejorar eficiencias del sistema de 0.20 a 0.41 %. Construcción de 11 sub-sistemas de micro-riego en la comunidad de Rejará. Elevar los ingresos de producción agrícola	No existe una infraestructura que pueda realizar un riego adecuado en toda el área del proyecto. Los canales que son de tierra presentan importantes pérdidas de agua	Con el proyecto se garantiza el abastecimiento de agua para riego y consumo animal en toda la comunidad de Rejará Se ha construido 11 sub sistemas de micro riego. Los usuarios serán capacitados en operación y mantenimiento.	Entrega de las obras a conformidad de los beneficiarios Informe de la entidad financiera y ejecutora.	La construcción se desarrolló de acuerdo a lo planificado. Las actividades de acompañamiento se realizan dentro de lo previsto. El sistema de riego funciona como se diseñó.
Actividades Licitación y contratación de los servicios de: Construcción de obras. Supervisión a la ejecución. Acompañamiento, Talleres para el apoyo a la producción, Asistencia Técnica. En O+M.	No se cuentan con los recursos necesarios para el mejoramiento de la infraestructura de riego Los beneficiarios solo realizan trabajos rutinarios para el mantenimiento.	Se cuenta con los siguientes recursos para el proyecto: Presupuesto de obras Presupuesto de supervisión	Informes periódicos realizados por supervisión. Presencia física de las obras construidas. Visitas de campo Informes de Supervisión	La empresa contratista cumple a cabalidad con lo esperado. Se ha desembolsado los recursos económicos de acuerdo al presupuesto y planificación del proyecto.

Fuente: Elaboración propia

INTRODUCCION	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 LOCALIZACIÓN	1
1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	4
1.4 OBJETIVOS	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
1.5 METAS.....	5
1.6 MARCO LÓGICO	6
 Mapa N° 1. 1	2
Ubicación del proyecto dentro el contexto	2
Nacional, Departamental y Provincial	2
Mapa N° 1. 2	3
Ubicación de los Sub-sistemas de riego dentro la cuenca del rio Rejará.....	3

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO

2.1 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

2.1.1 Comunidad beneficiada y población

La zona de influencia del proyecto presenta una población homogénea siendo el idioma predominante el castellano. El municipio de Padcaya presenta una **tasa de crecimiento intercensal de 1.1%**¹ ; valor que se considera ante la ausencia de registros de las tasas de la comunidad de Rejará.

La **comunidad de** Rejará es reconocida por su grado de pobreza; caracterizándose por su producción de subsistencia siendo el cultivo principal la papa y en menor proporción otros cultivos de: oca, papa lisa y maíz.

Con el propósito de ilustrar la población beneficiaria directa con el proyecto se tiene el siguiente cuadro, donde se destaca que el área del proyecto tiene **123 familias**, con un promedio de 3 miembros por familia, con un total de 349 habitantes beneficiarios directos, divididas en función de los subsistemas de riego identificados participativamente. La lista de beneficiarios se presenta en el Anexo N° 1

Cuadro N° 2. 1 Habitantes Beneficiarios

Sub-Sistema	Zona	Beneficiarios	
		Flías	%
1	Escuela Central	21	14
2	Totoral	16	10
3	Ojo de Agua	22	14
4	Santa María	12	8
5	Pedregosa	12	8
6	Chillcar	13	8
7	El Mezón	4	3
8	Huayllar	18	12
9	Campo Chiquiro	17	11
10	Piedra Grande	10	7
11	Punta Grande	8	5
Total		123	100

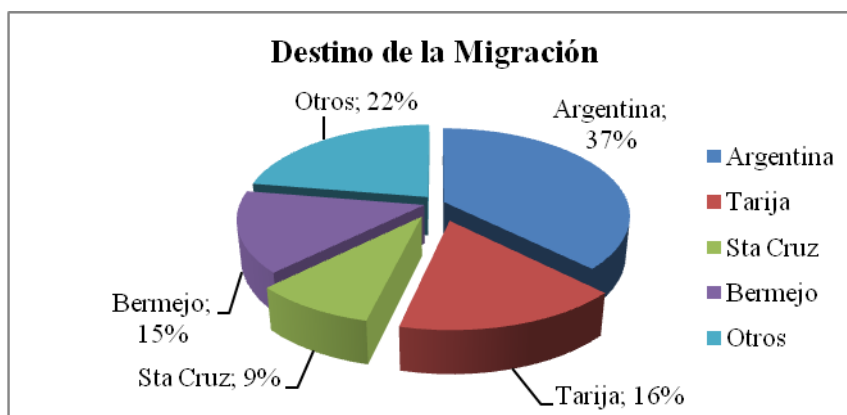
Fuente: encuesta comunal 2011. Elaboración propia

¹ Diagnóstico Municipal Consolidado Municipio de Padcaya

2.1.2 Dinámica Poblacional

Respecto a la migración, un 27 % de la población económicamente activa y de sexo masculino migra, de esta migración un 37 % migra hacia la Argentina; un 16 % a la ciudad de Tarija, el 9 % a la ciudad de Santa Cruz; un 15% a la ciudad de Bermejo y un 22 % a otros lugares como ser: Padcaya, El Valle, San Lorenzo, Yacuiba etc.

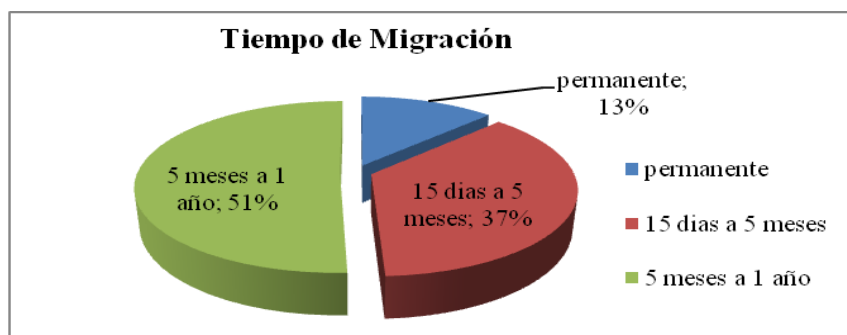
Gráfico N° 2. 1 Destino de migración



Fuente: Encuesta comunal 2011 Elaboración propia

El tiempo de migración que se presenta en estas comunidades; se muestra en el Gráfico N° 2.2; que nos indica que la migración mayor es de forma temporal de desde 5 meses hasta 1 año con un 51%, es decir, que los habitantes de estas comunidades migran en época de zafra tanto para la Argentina como Bermejo y Tarija; el 13% de los migrantes lo hace en forma permanente, más que todo a la República Argentina y un 37% migran por un tiempo de 15 días a 5 meses.

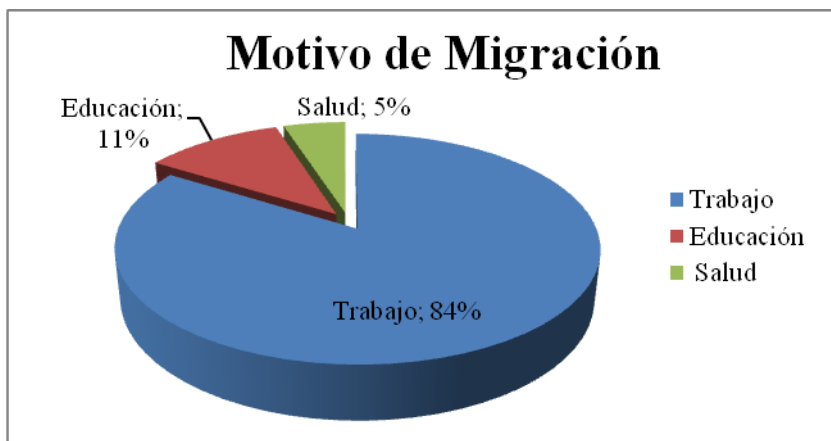
Gráfico N° 2. 2 Tiempo de migración



Fuente: Encuesta comunal 2011 Elaboración propia

Respecto al motivo de la migración en el gráfico N° 2.3 se aprecia que el 84% migra en búsqueda de trabajo, el 11 % migra por estudio especialmente la población comprendida entre los 10 a 25 años de edad, el 5 % migra por salud.

Gráfico N° 2.3 Motivo de migración



Fuente: Encuesta comunal 2011 Elaboración propia

La población de Rejará, migra hacia las ciudades de Tarija, Yacuiba, Bermejo y al país de Argentina, últimamente algunos jefes de familia migraron a España, las ocupaciones de los migrantes están centradas en actividades agrícolas, construcción, comercio y servicios domésticos. Siendo el tiempo promedio de ausencia de 4 a 8 meses, entre los meses de Mayo a Octubre cuando la migración es en el interior del país y generalmente en forma permanente cuando es fuera del país, quienes retornan a sus comunidades lo hacen para los periodos de siembra y cosecha. La migración ocurre por razones de escasez de fuentes de trabajo coincidente al calendario agrícola, por los escasos conocimientos técnicos ante las pocas oportunidades de trabajo que existen en el territorio municipal; especialmente los jóvenes optan por migrar, con el propósito de obtener ingresos adicionales para la subsistencia familiar. Las causas centrales para la emigración son: inexistencia de empleo por falta de riego o falta de condiciones para el manejo de ganado.

La mayoría de los productores tiene ocupaciones agrícolas, construcción de infraestructura de viviendas, traslado temporal del ganado mayor a la quebrada del Monte y labores de hogar. Un hecho que es necesario mencionar es la participación

en la recuperación de áreas marginales por algunas familias emprendedoras con la reforestación e implementación de obras de conservación de suelos que contribuye a la economía local a mediano y largo plazo.

De igual manera se observa una nueva dinámica económica, que permitió en primera instancia prever que la emigración disminuya, considerando que hay más oportunidades para la población local.

2.1.3 Infraestructura Vial

El acceso a la comunidad presenta un camino en mal estado que concluye en la comunidad, camino temporal debido principalmente a la falta de mantenimiento periódico, el tipo de suelo predominante de la zona es lutita sedimentaria en descomposición además de la presencia de conglomerados este tipo de suelo sumados a los agentes atmosféricos y falta de drenaje en época de precipitaciones pluviales no favorecen a la estabilidad de los taludes de corte y relleno del camino, provocando una infraestructura precaria del camino actual, este proceso climático secuencial debilita la base productiva y económica de la zona, debido a la imposibilidad de sacar los productos agropecuarios a los mercados de Tarija y Bermejo.

2.1.4 Infraestructura de Salud

Los servicios básicos son mínimos; existe un Puesto de Salud en la comunidad de Rejará; para la atención de servicios de especialidad los comunarios deben trasladarse hasta Padcaya o hasta la Ciudad de Tarija.

2.1.5 Infraestructura y Nivel de Educación

En cuanto a educación, la comunidad de Rejará, dispone un centro educativo hasta tercero intermedio, es decir, no tienen secundaria; el nivel primario de 1° a 5° básico dispone de un profesor tipo multigrado y para 6° a 8° dos profesores de igual forma tipo multigrado, el colegio se encuentra en regulares condiciones cuenta con: un baño en pésimas condiciones, luz eléctrica con panel solar, un depósito para víveres.

El índice de analfabetismo de la población de las diferentes comunidades de la zona,

en edad escolar o más de seis años de edad, es del 27%², alto con relación al promedio departamental 14%³; en cuanto al nivel educativo, un 54% estudiaron por lo menos un curso de nivel básico; un 13% cursaron un grado en intermedio; un 4% de los comunarios cursaron algún curso de nivel medio y un 2% han llegado a la universidad o a la normal, entre las personas encuestadas, ver cuadro N° 2.

Cuadro N° 2. 2 Nivel de educación

N i v e l	%
Ninguno	27
Básico	54
Intermedio	13
Medio	4
Universitario	2
T o t a l	100

Fuente: Encuesta a la comunidad 2011 Elaboración Propia

Como se muestra existe un 27% de personas analfabetas en la zona de influencia del proyecto, la dispersión de las viviendas de los comunarios respecto al centro educativo limita la asistencia de los alumnos, la mayoría no salen de sus lugares de origen, otros salen de la comunidad porque en solo existe el nivel básico.

2.1.6 Servicios Básicos

2.1.6.1 Agua Potable

En cuanto al servicio de Agua Potable, el 34% disponen de este servicio; mientras que un 66% no disponen de este líquido elemento ver Cuadro N° 3

Cuadro N° 2. 3 Disponibilidad de agua potable

Disponibilidad	Porcentaje
Sí Tiene	34 %
No Tiene	66 %
Total	100 %

Fuente: Encuesta comunitaria 2011 Elaboración propia

El servicio de agua potable tiene una cobertura reducida, aproximadamente el 34% de las viviendas cuentan con agua por cañería, mientras que el 66% no cuenta con este

² Encuesta realizada a la comunidad

³ Perfil Socioeconómico Municipal-Informe para la Toma de Decisiones Tarija, CODEPO, año 2004

servicio en sus viviendas, por lo que sus fuentes de abastecimiento de agua son las acequias, vertientes, etc.

2.1.6.2 Luz Eléctrica

En cuanto a energía, la comunidad carece de este servicio.

2.1.6.3 Alcantarillado Sanitario

No existe un sistema de alcantarillado en la comunidad de Rejará, sin embargo un 17% solamente dispone de letrinas.

2.1.6.4 Recojo y Tratamiento de Residuos Sólidos

El recojo de desechos sólidos no existe.

2.1.7 Tipos de Viviendas

Las viviendas, en su mayoría son precarias, construidas en su mayoría de adobe, piso de tierra, techo de teja o calamina, con un promedio de 5 habitantes por familia y con un promedio de 3 habitaciones por familia. El 93% de las familias tienen vivienda propia y el 7% no disponen de casa propia, ver cuadro N° 2.4; esto nos demuestra claramente la calidad de vida de los pobladores, las condiciones en las que se encuentran la mayoría de las personas de la comunidad beneficiaria.

Cuadro N° 2. 4 Propiedad de la vivienda

Disponibilidad	Porcentaje
Sí Tiene	93 %
No Tiene	7 %
Total	100 %

Fuente: Encuesta comunitaria 2011 Elaboración propia

2.2 DISPONIBILIDAD ACTUAL DE AGUA

2.2.1 Características de la cuenca hidrográfica

El área del proyecto pertenece al subsistema de drenaje río Grande de Tarija, subcuenca del río Camacho y micro cuencas del río Rejará.

La fuente de agua prevista para el sistema de riego, son los flujos superficiales de las microcuencas del río Rejará. El área de riego esta ubicado entre las siguientes coordenadas: 757000 a 7563000 Este y 292000 a 298000 Norte.

La cuenca de aporte del río Rejará se presenta en el Anexo N° 4. Las características físicas de área y perímetro de la cuenca y micro cuencas de aporte han sido tomadas de las siguientes cartas IGM 1:50.000; 6527 I, 6528 II, 6627 IV y 6628 III que corresponden a: Comunidad la Falda, Pulario, Mecoya y Rosillas respectivamente, las características de las micro cuencas se presenta en el anexo N°4, a continuación se presentan las características del área de drenaje del río Rejará.

- Área de drenaje: 68.9 Km²
- Altitud media de la cuenca: 3.556,7 msnm
- Altura máxima de la cuenca: 4.429 msnm
- Altura mínima de la cuenca: 2.670 msnm
- Longitud del cauce principal: 17.8 Km
- Precipitación media anual: 1183 mm
- Estación pluviométrica: Rejará (21 años)

Esta cuenca está limitada por los cerros Pabelloncito, Coranzol, Salle o Minas, Rotapacheta, Callejon, Cerro Negro, comprende en su mayor parte de zonas con vegetación nativa de Pastizal bajo, sin sinusia arbustiva, sub alpino en la parte norte vegetación herbacea, graminoide intermedia, con sinusia arbustiva, montaña.

El curso principal denominado rio Rejará en los planos topográficos del IGM tiene como afluentes a las micro-cuencas las que son fuente de agua temporal caracterizados por caudales elevados en época de lluvias y caudales bajos en época de

estiaje, dado que no se tiene captaciones de agua para regantes aguas arriba de las micro cuencas los caudales no se reducen en época de estiaje.

Actualmente en todas las zonas con áreas de cultivo no se cuenta con sistema de riego que permita la disponibilidad de agua permanente por lo tanto se trata de siembras a temporal, si bien se cuenta con acequias como apoyo, éstas no son permanentes resultando poco eficientes para la práctica de riego de los cultivos.

2.2.2 Fuentes de agua superficiales

La obtención de los caudales mínimos se los ha conseguido de forma indirecta por similitud de cuencas con el método de transposición de caudales desarrollado por el Proyecto Hidrométrico Centro Americano MHCA, la cuenca elegida como similar es la del río Cañas que está ubicada al Noreste del río Rejará. Para la determinación de las escorrentías superficiales se ha utilizado la información pluviométrica de la estación Rejará, por ser la más representativa debido a que dicha estación se encuentra en el área de la cuenca del río Rejará, de la cual se extraen registros de precipitaciones pluviales medias mensuales de 21 años. La memoria de cálculo se encuentra en el anexo N° 4. La oferta de agua para el proyecto son los siguientes.

Cuadro N° 2. 5 Caudales Mínimos Mensuales Probabilísticos (l/s)
En las Micro-Cuencas de Rejará (Para r = 50% y N =20 Años)

N°	MES												Media
M.C.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Anual
1	4.23	7.71	17.99	42.60	30.82	42.05	18.38	6.43	3.36	2.48	2.22	1.76	15.00
2	4.61	8.40	19.61	46.44	33.60	45.83	20.03	7.01	3.66	2.70	2.42	1.92	16.35
3	4.02	7.32	17.09	40.47	29.28	39.95	17.46	6.11	3.19	2.36	2.11	1.67	14.25
4	4.40	8.02	18.71	44.31	32.05	43.73	19.11	6.69	3.49	2.58	2.31	1.83	15.60
5	3.55	6.46	15.08	35.72	25.85	35.26	15.41	5.39	2.81	2.08	1.86	1.48	12.58
6	3.38	6.17	14.39	34.08	24.66	33.64	14.70	5.14	2.68	1.98	1.78	1.41	12.00
7	25.45	46.40	108.27	256.45	185.53	253.12	110.62	38.71	20.20	14.92	13.38	10.60	90.30
8	4.27	7.79	18.17	43.03	31.13	42.47	18.56	6.49	3.39	2.50	2.24	1.78	15.15
9	42.19	76.91	179.46	425.07	307.53	419.56	183.36	64.16	33.49	24.74	22.17	17.56	149.68
10	8.46	15.42	35.97	85.21	61.64	84.10	36.75	12.86	6.71	4.96	4.44	3.52	30.00
11	16.28	29.68	69.25	164.02	118.66	161.89	70.75	24.76	12.92	9.54	8.56	6.78	57.76

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3 Uso del agua actual

El agua para los cultivos en las zonas con medio riego proviene de las micro cuencas del río Rejará, cuyas aguas son captadas desde una toma rústica y conducidas por canales de tierra hasta sus parcelas.

2.2.4 Derechos de terceros

Toda la zona de proyecto se encuentra dentro la jurisdicción de la comunidad de Rejará. Por otro lado los comunarios han participado con aporte de mano de obra en la implementación de su obra de toma y canales de tierra, razones por demás suficientes para afirmar que esta comunidad tiene derechos exclusivos para el uso y aprovechamiento de estas aguas superficiales. Por lo tanto, no existe problema alguno sobre los derechos de terceras personas para el uso de dichas aguas.

2.3 CALIDAD DEL AGUA CON FINES DE RIEGO

El estudio de la calidad del agua para riego es necesario antes de implementar un proyecto de riego. Un uso continuo de aguas de baja calidad y sin un manejo adecuado, puede provocar un deterioro de la calidad de suelos y su recuperación posterior podría ser técnicamente dificultosa y en algunos casos económicamente inviable.

La calidad del agua de riego determina el manejo del suelo y condiciona el tipo de cultivo que puede producir. Por esta razón es necesario caracterizar la calidad del agua desde un punto de vista físico – químico, para lo cual se ha procedido a tomar una muestra de agua de las micro cuencas del río Rejará (principal fuente de agua para el riego de los cultivos) para su respectivo análisis en el laboratorio.

El análisis físico - químico del agua de las micro cuencas del río Rejará ha sido realizada en el Laboratorio de suelos y aguas del Servicio Departamental Agropecuario “SEDAG” de la Gobernación del Departamento de Tarija, cuyos resultados se presentan en el Anexo N° 2. El resumen y la interpretación respectiva del mencionado análisis de laboratorio se describen a continuación.

2.3.1 Análisis de la calidad del agua con fines de riego

En el siguiente cuadro se indica una relación de los valores de la Conductividad Eléctrica (C.E), la Relación de Absorción de Sodio (R.A.S.), el pH de la muestra de agua y la Clasificación del agua para riego.

Referente al pH del agua es importante para el tipo de cultivos a implantar en una determinada zona, en este caso el resultado es de pH = 6.3, que pertenece al rango de entre 6.0 a 6.5 que corresponde a “suavemente alcalino”, lo que indica que es un pH sin problemas y que es apto para todos los cultivos que actualmente existe en la zona de riego.

Cuadro N° 2. 6 Resultados del análisis de agua (C.E.,S.A.R. y PH)

Fuente de agua	C.E. (mmho/cm.)	R.A.S.	pH	Clasificación del agua para riego
Río Rejará	0.044	0.2785	6.3	C1 – S1

Fuente: Análisis de Laboratorio

Con los valores de la Conductividad Eléctrica (C.E) y la Relación de Adsorción de Sodio (R.A.S. ó S.A.R.) se ha utilizado el “Diagrama para la clasificación de las aguas para riego” (Diagnóstico y rehabilitación de suelos salinos y sódicos, Manual de Agricultura EEUU, N° 60, 1970, pag. 86) y obtenemos la clasificación: C1-S1 para dicha muestra de agua, cuyo significado es:

Agua de salinidad media (C1): Puede usarse para riego de la mayor parte de los cultivos, en casi cualquier tipo de suelo con muy poca probabilidad de que se desarrolle salinidad. Se necesita algún lavado, pero éste se logra en condiciones normales de riego, excepto en suelos de muy baja permeabilidad.

Agua baja en sodio (S1): Puede usarse para el riego en la mayoría de los suelos con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable. No obstante, los cultivos sensibles, como algunos frutales y paltos, pueden acumular cantidades perjudiciales de sodio.

En el Anexo 2, se presentan varios cuadros relacionados a los “Criterios e índices para determinar la calidad de aguas con fines de riego”, los mismos que indican los

diferentes parámetros referenciales para la interpretación de los resultados de dicho análisis de laboratorio.

2.4 SISTEMA DE RIEGO ACTUAL

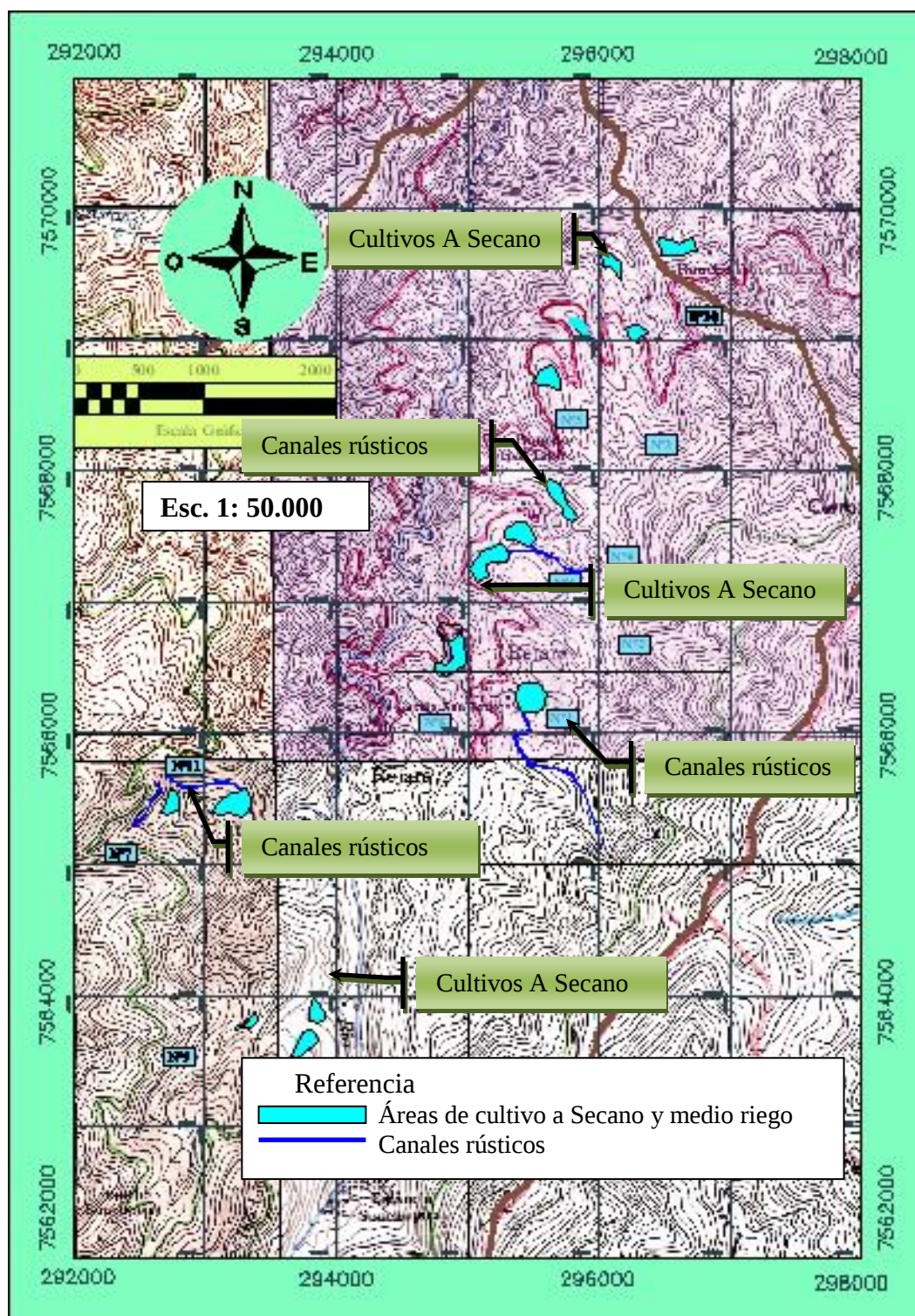
2.4.1 Descripción de la infraestructura actual del sistema de riego

Las parcelas de riego en la comunidad están dispersas por lo tanto el actual “sistema de riego” en la comunidad consiste en la captación de agua de las micro cuencas del río Rejará, que abastecen parcialmente a algunas zonas de riego y tiene infraestructura totalmente rustica, en resumen se tiene:

- ❖ Pequeñas obras de toma no permanentes, construidas de piedra, ramas y barro.
- ❖ Canales de tierra de longitud aproximada de 4.2 km

El área cultivada con medio riego y a seco suman a 16 ha. En forma gráfica se puede observar en el (Mapa No 2.1) los subsistemas con canales de tierra y las áreas de cultivo a seco y con medio riego.

Mapa N° 2. 1 Ubicación de las áreas de cultivo actual



Fuente: Encuesta comunitaria 2011 Elaboración propia

2.4.2 Gestión actual del sistema de riego

A objeto de presentar bases para la futura gestión de riego, a continuación se describe la organización, la forma de operación, distribución y mantenimiento que se realiza actualmente en los actuales micro sistemas de Riego.

Organización

Los usuarios de los actuales micro sistemas de riego, son propietarios de terrenos consideradas en el área de influencia del riego, actualmente no responden a una agrupación que les afilie y represente para fines de gestión del sistema, su base organizativa está determinada a nivel de sectores familiares en los cuales se designa personal para el mantenimiento entre los propios regantes.

Con el proyecto se pretende organizar y nombrar Juez de agua designado por consenso mayoritario al que se sujetaran las definiciones de los trabajos de distribución, operación y mantenimiento del sistema de riego.

Distribución de agua

La distribución del agua en los actuales micro sistemas de riego rústico según la información proporcionada durante las encuestas realizadas a los regantes, es a demanda libre Este tipo de distribución corresponde a la “época lluviosa”, que abarca desde el inicio de las primeras lluvias, en esta época el caudal del agua en el canal es regular dada la baja eficiencia de captación y conducción, por lo tanto lo agricultores riegan con dificultad cuando necesitan y por un tiempo determinado.

El mantenimiento de los actuales micro sistemas (limpieza de los canales principales y reconstrucción de las obras de toma), se realiza en forma periódica, generalmente en los meses de septiembre y marzo.

En los meses de mayor precipitación, el trabajo de mantenimiento se duplica, porque después de cada crecida tienen que salir a reconstruir la toma y el canal.

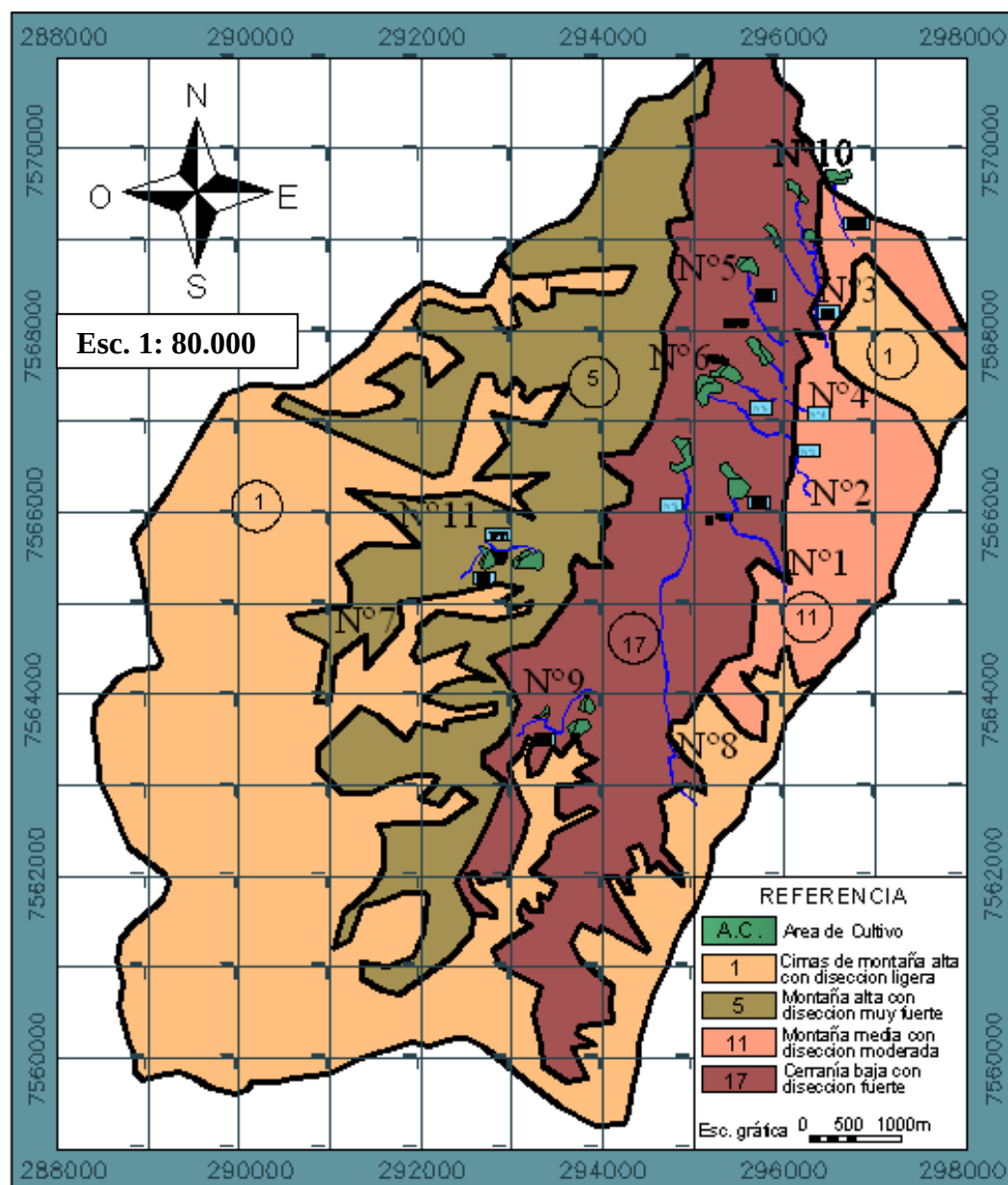
2.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN EL ÁREA DE RIEGO

2.5.1 Descripción fisiográfica del área del proyecto

El análisis del componente fisiográfico, se realiza a partir del mapa de unidades de terreno del Proyecto ZONISIG (2000) adecuado en detalle al ámbito geográfico del territorio del Municipio de Padcaya. En el área del proyecto se reconocen cuatro unidades de terreno, que fueron clasificadas en base a un estudio de campo de acuerdo a los materiales de partida, a las características de los suelos y a la posición que tienen en el paisaje.

Con el fin de proporcionar una idea clara del paisaje edáfico dominante a continuación se describen las siguientes unidades fisiográficas reconocidas dentro el área de la cuenca del río Rejará ver (Mapa No 2.2)

Mapa N° 2. 2 Mapa Fisiográfico



Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Padcaya 2003 en base a proy. ZONIZIG 2000

Cuadro N° 2. 7 Leyenda del Mapa Fisiográfico

Provincia Fisiográfica	Gran Paisaje	Paisaje	Litología	Sub - Paisaje	Unidad de Terreno	Área (Has)	%
Coordillera Oriental	Montañas	Cima de montaña alta	lutita, arenisca, cuarcita	Cima, Humedal (bofedal)	1	3363	49%
		Montaña alta	cuarcita , conglomerados , arenisca, limolita, arcillita , lutita	pendiente (en general)	5	1409	20%
		Montaña media	coluvial	pendiente (en general)	11	505	7%
	Serranías	Serranía baja	arenisca, limolita, arcillita , lutita	pendiente inferior, Cima	17	1613	23%
					Total	6889	100%

Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Padcaya 2003 en base a proy. ZONIZIG 2000

Descripción de la leyenda fisiográfica Unidades de mapeo

Unidad de terreno 1. Cimas de montaña alta con disección ligera. Ubicada en el sector Oeste del área de la cuenca, entre una altura de 2.700 a 4.500 msnm, comprende la cima de las montañas conocidas con el nombre de Cerro Negro, Suyo Suyo, Coranzol y Farcayo. Se caracterizan por tener una litología de areniscas cuarcíticas, pendiente moderadamente escarpada 15-30%, localmente se puede observar sub paisajes de farallones en las partes más altas y algunos humedales dispersos por todo el paisaje. Suelos poco profundos, cubiertos por pastizales de altura y pastizales hidromórficos, clasificados como Consociación Phaeozem en el sistema FAO y en el sistema Americano corresponde a Molisoles.

Consociación Phaeozem. Caracteriza a las unidades de terreno 1, 11, correspondiente a paisaje de serranía y planicie diluvial, los suelos son generalmente superficiales a moderadamente profundos, oscuros a negros, con texturas francas, protegidos por una densa cobertura vegetal de pradera y bosques de aliso en sitios de laderas de exposición Sur.

Unidad de terreno 5. Montaña alta, con disección muy fuerte. Se ubica en el extremo Oeste, en la pendiente media de la Cordillera de Sama (cerros Negro y Suyo Suyo), entre 2.400 a 4.200 msnm, este paisaje presenta una litología de areniscas, areniscas cuarcíticas, lutitas y limolitas, pendientes muy escarpadas 60-90% a extremadamente escarpadas >120%. Suelos generalmente muy superficiales, con abundante afloramiento rocoso, textura franca a arenosa, baja fertilidad cubiertos por pastizales, pajonales y arbustales intermedios, clasificados como Asociación Leptosol-Regosol-Cambisol en el sistema FAO y en el sistema Americano corresponde a Entisoles e Inceptisoles.

Los suelos Leptosol-Regosol-Cambisol se presenta en paisajes de montaña y serranía, donde los suelos dominantes son superficiales a moderadamente profundos, la textura dominante varía de franca a franco arenosa, la reacción varía de ligeramente ácida a neutra PH 5.3 a 7, la fertilidad natural de baja a moderada.

Unidad de terreno 11. Montaña media, disección moderada. Se localiza en la pendiente superior formando parte del cerro Pabelloncito, Coranzol y Minas, entre 2.600 a 4.100 msnm aproximadamente, con una litología que corresponde a rocas de limolitas, areniscas y areniscas, con pendientes escarpadas 30-60%, suelos moderadamente profundos a superficiales, texturas arenosa franca, sin problemas de salinidad, fertilidad generalmente baja, cubiertos con pastizales de altura destinados al pastoreo extensivo, clasificados como Consociación Phaeozem en el sistema FAO y en el sistema americano corresponde a Molisoles y Entisoles.

Unidad de terreno 17. Serranía baja, disección fuerte. Comprende las laderas de serranía que circundan la comunidad de Rejará, a una altura entre los 1.600 a 3.900 msnm, presenta pendientes dominantes moderadamente escarpadas 15-30% a escarpadas 30-60%. Suelos superficiales a moderadamente profundos, provenientes de rocas areniscas, lutitas y limolitas, textura franca a franco a arcillosa, la disponibilidad de potasio, fósforo y nitrógeno son generalmente bajos a muy bajos, en consecuencia la fertilidad es también baja, cubiertos de pastizales. Los suelos

corresponden a asociación Leptosol-Phaeozem-Cambisol y su equivalente a los Entisoles, Inceptisoles en el sistema USDA.

Los suelos son superficiales a moderadamente profundos, con textura franco arenosa, la reacción es ligeramente ácida a ácida PH 5.3 a 7, la fertilidad natural es baja.

En el (Anexo N° 5) se indica la descripción de perfiles, el análisis químico y físico de suelos.

2.5.2 Clasificación de Tierras con Fines de Riego

Relacionando el conjunto de la características pedogenéticas de los suelos, con las especificaciones y requisitos establecidos en el Manual de Clasificación de Tierras con Fines de Riego del Bureau of Reclamation del Departamento del Interior de los EEUU.

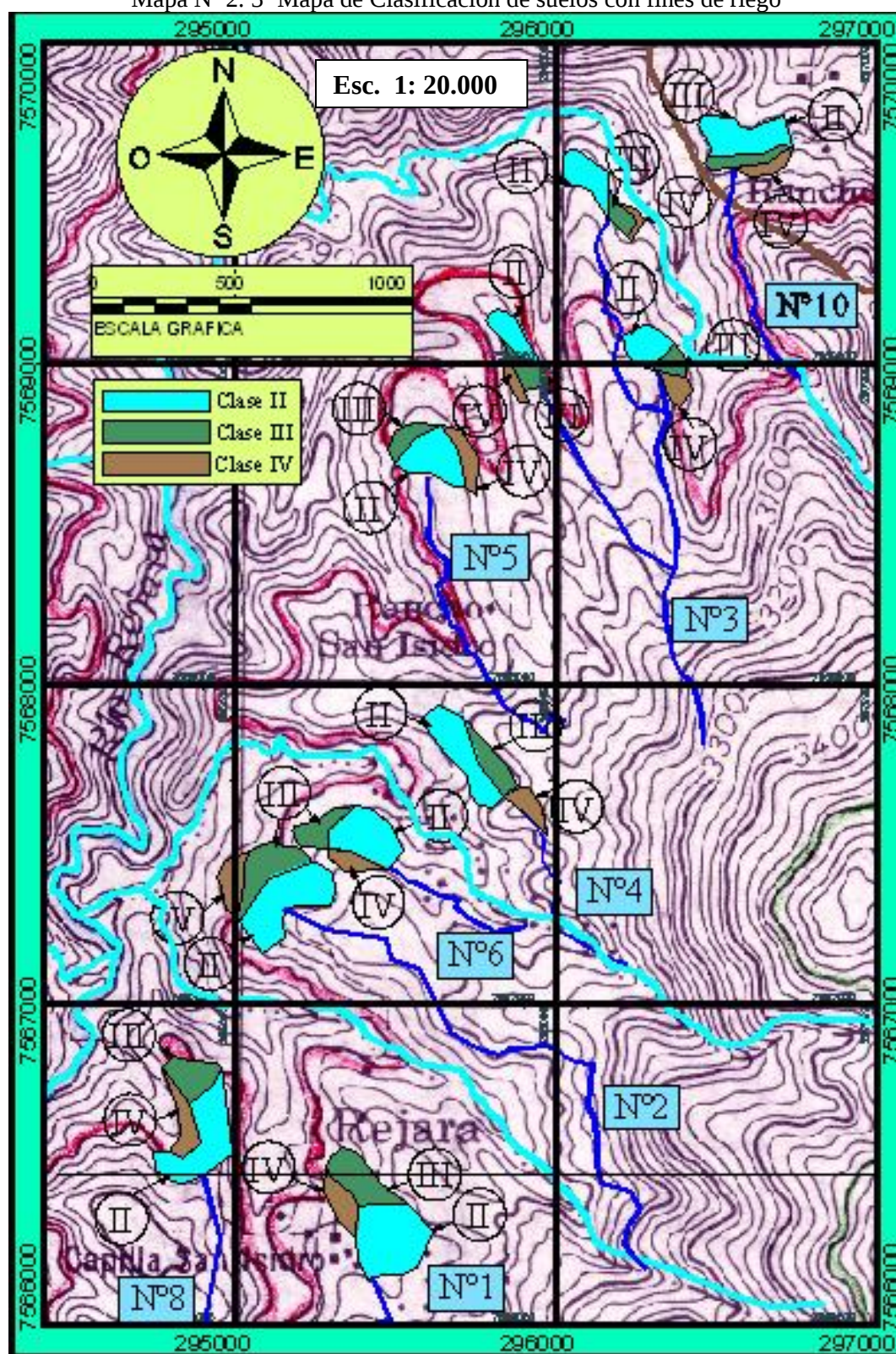
Cualitativamente se reconocen suelos moderadamente apropiados, poco apropiados y muy poco apropiados para riego y tres sub clases que establecen la naturaleza de las limitaciones dominantes; (s) incluye suelos con limitaciones en la zona radical, suelos delgados y de baja capacidad de retención de agua; (t) son suelos con limitación topográfica, pendientes fuertes y relieve disectado; (e) se refiere a suelos en los que la erosión establece la limitación. Un resumen de esta clasificación de suelos del área del proyecto para fines de riego se puede ver en el (cuadro N°2.8) y en los mapas de clasificación de suelos con fines de riego (Mapas N° 2.3) y (Mapa N° 2.4).

Cuadro N° 2. 8 Resumen clasificación de tierras para fines de riego

Categoría	Clase	Sub Clase	Unidad de Terreno		Superficie		Superficie	
			5	17	ha	%	ha	%
Mod. Apropiadadas	II	e	2.90	15.53	18.43	28%	55.55	84%
		t	1.61	8.63	10.24	16%		
Poco Apropiadadas	III	e	1.88	10.06	11.95	18%		
		et	2.35	12.58	14.93	23%		
Muy poco Apropiadadas	IV	t	0.73	3.90	4.63	7%	10.42	16%
		ts	0.91	4.88	5.79	9%		
	Total		10.40	55.57	65.97	100%	65.97	100%

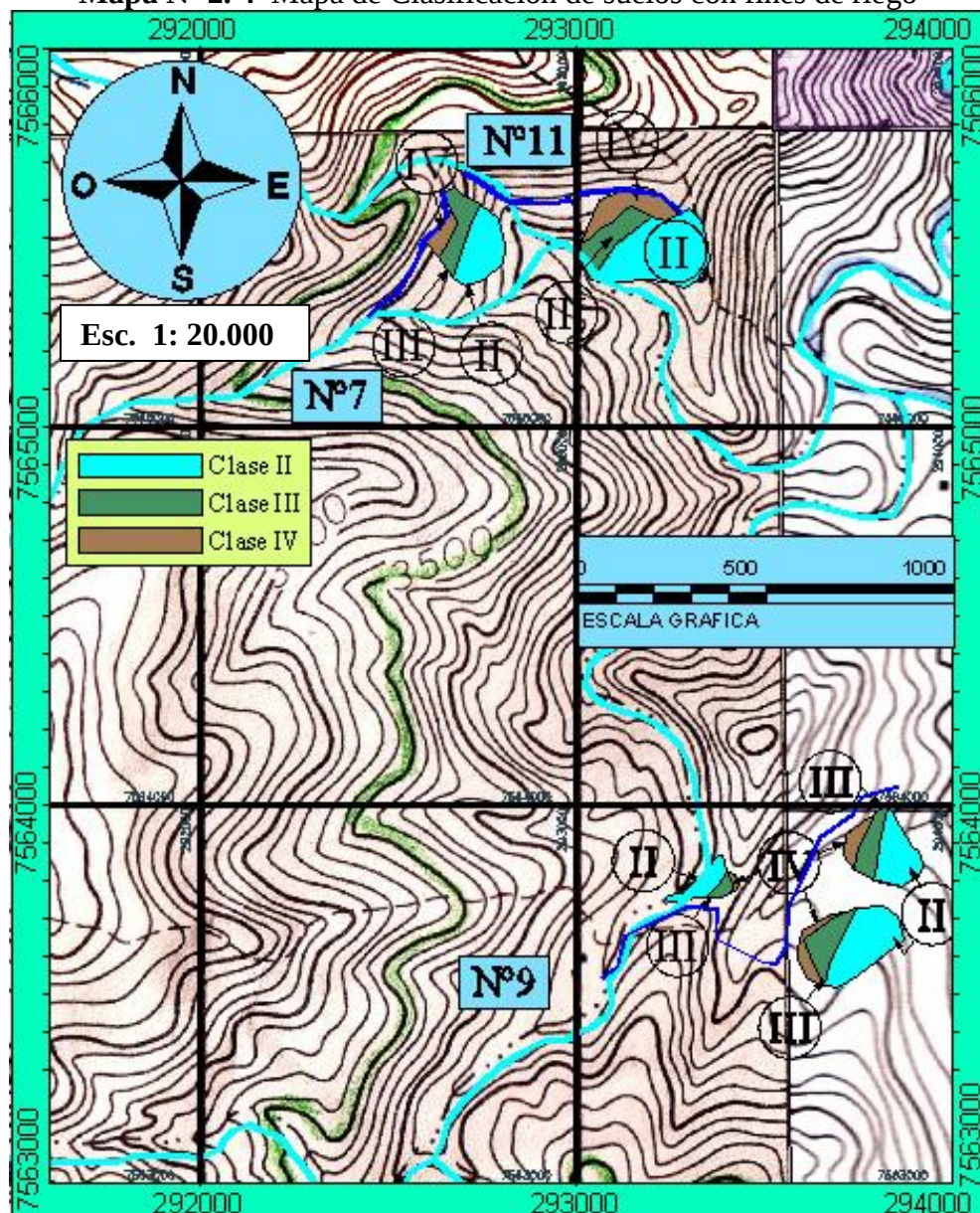
Fuente: elaboración propia

Mapa N° 2. 3 Mapa de Clasificación de suelos con fines de riego



Fuente: Elaboracion propia en base a proy. ZONIZIG 2000

Mapa N° 2.4 Mapa de Clasificación de suelos con fines de riego



Fuente: Elaboracion propia en base a proy. ZONIZIG 2000

2.5.3 Descripción de las clases de suelos y su aptitud para el riego

En base a la interpretación de las características de los suelos, topografía y drenaje. Los suelos del área del proyecto se agrupan en tres clases, las mismas que se describen a continuación:

a) Clase 2 Moderadamente apropiados para agricultura bajo riego (28.67 has).

Comprenden los suelos que presentan poco y moderado desarrollo pedogenético, son suelos profundos de estructura en bloques subangulares con buen drenaje interno y permeabilidad, presentan muy poca piedra en la superficie y en el perfil del suelo.

En esta clase se tiene las subclases 2e con una superficie de 18.43 has, presentan limitaciones por erosión, en general son aptos para todos los cultivos que se adapten a las condiciones climáticas de la zona.

En esta clase se tiene las subclases 2t con una superficie de 10.24 has, presentan limitaciones por topografía en general son aptos para todos los cultivos que se adapten a las condiciones climáticas de la zona.

Las prácticas de manejo de suelos indicadas son:

- ✓ Siembras según curvas de nivel
- ✓ En las depresiones o desigualdades es imprescindible el nivelado o emparejamiento del suelo.
- ✓ Para mejorar las condiciones físicas de los suelos es necesario roturar bien los suelos y aplicar un programa racional de uso de fertilizantes orgánicos.
- ✓ Realizar rotaciones de cultivos con diferentes hábitos radiculares, que permitan explotar distintas profundidades y evitar la compactación de los mismos.

b) Clase 3 Poco apropiados para la agricultura bajo riego (26.88 has)

La clase 3 se subdivide en las subclase 3e y 3et.

Los suelos de la subclase 3e abarcan una extensión 11.95 Has. El desarrollo pedogenético es incipiente, son profundos de estructura en bloques subangulares finos y medios, con drenaje interno moderado así como la permeabilidad, presentan limitaciones que reducen la elección de cultivos y requieren prácticas de conservación de suelos.

La subclase 3et que comprende 14,93 has tienen las mismas características físico-químicas y morfológicas que la 3e, añadiendo la limitación por la topografía con pendientes del 3 a 5 por ciento, por lo que son muy susceptibles a la erosión hídrica.

Las prácticas de manejo y conservación de suelos que se recomienda se puede resumir en las siguientes:

- ✓ Controlar las inundaciones ocasionales a través de defensivos en los bordes de los ríos de extremo peligro.
- ✓ Utilización preferente de abonos verdes y bonos orgánicos
- ✓ Establecimiento de terrazas de formación lenta.
- ✓ Siembras en contorno según las curvas de nivel.

Estas prácticas mecánicas se deben complementar con medidas de carácter agronómico como ser rotación de cultivos, cultivos en faja y uso de fertilizantes orgánicos. Por las condiciones climáticas existe se obtiene 1 cosecha al año, es factible utilizar el sistema de riego por aspersión para controlar eficientemente la erosión hídrica.

c) Clase 4 Poco apropiadas para el riego (10.42 has)

La subclase 4t comprende 4.63 Ha, presenta limitaciones muy serias por ser suelos superficiales y muy pedregosos, con baja capacidad de retención de humedad aprovechable, drenaje y permeabilidad rápida, requieren de prácticas de manejo de suelos para su utilización en la agricultura bajo riego.

La subclase 4ts comprende 5.79 Ha, tienen como principal limitación la topografía con pendientes que varían de 5 y 10% por esta situación presentan alta susceptibilidad a la erosión hídrica

En el cuadro resumen de clasificación de tierras con fines de riego, se verifica que las clases II y III, con un total de 55.55 has. Representa el 84.2 %, mientras la clase IV, con 10.42 Has. (15.8%), no se considera para fines de riego, consiguientemente, el estudio asumirá 55.55 hectáreas para riego.

2.5.4 Prácticas de manejo

Las prácticas de manejo y conservación de suelos deben orientarse a la incorporación de materia orgánica (abono vegetal, estiércol, etc.) para mejorar la capacidad de intercambio catiónico, fortalecer la retención de humedad aprovechable y aumentar la disponibilidad de nitrógeno total que se encuentra en proporciones moderadas a bajas.

Se deberá mantener el nivel de fertilidad de los suelos mediante la aplicación de paquetes tecnológicos apropiados, que permitan el uso de enmiendas y fertilizantes químicos de acuerdo a los resultados del análisis químico de suelos y los requerimientos nutricionales de los cultivos para suplir la deficiencia de elementos mayores.

Es importante implementar en cualquier actividad agrícola prácticas adecuadas de conservación de suelos (cultivos en curvas de nivel, zanjas en laderas, barreras vivas, terrazas de formación lentas, etc.) para evitar los problemas de erosión debido a escurrimiento superficial.

Para aprovechar equilibradamente las reservas de los suelos y mantener su productividad, se deberá establecer una rotación planificada de cultivos en un mismo terreno durante cierto tiempo de años. Esta práctica contribuirá al control de las malezas, insectos y enfermedades propias de los cultivos repetidos.

2.6 ASPECTOS AGROCLIMÁTICOS

Para el presente estudio a diseño final se cuenta con una estación pluviométrica dentro del área de proyecto, realizados los análisis de consistencia de los datos, se asume los datos pluviométricos de la estación de Rejará para el presente estudio.

2.6.1 Precipitación anual

Las lluvias predominantes son del tipo orográfico resultado del ascenso mecánico de aire sobre una cadena de montañas con fuerte influencia de los vientos, este hecho produce el enfriamiento a gran escala necesario para que se produzcan cantidades significativas de precipitación. Las lluvias se concentran en los meses de Noviembre

a Marzo, siendo muy reducidas en el periodo de Mayo a Septiembre, la precipitación media anual es de 1183.2 mm. Este periodo lluvioso concentra aproximadamente al 88% del total de la precipitación anual.

2.6.2 Temperaturas medias mensuales

Debido a que no se tiene datos de temperatura de la estación de Rejará se acudió a leyes de regresión que están en función de la altitud m.s.n.m., para determinar en forma aproximada temperaturas medias mensuales, estas ecuaciones de regresión se extraen del análisis hidrológico de la cuenca del Río Camacho, dado que el área de aporte del Río Rejará pertenece esta cuenca se hace uso de las ecuaciones para estimar las temperaturas medias mensuales de la zona de proyecto, en el cuadro 2.9 se presenta las ecuaciones y las estimaciones de temperatura para el presente proyecto.

Cuadro N° 2. 9 Leyes de regresión para la cuenca del río Camacho

Mes	Ley De Regresión	Temperatura media (°C) Rejará
Enero	$t = 29.48 - 0.0044 * h$	16.28
Febrero	$t = 28.26 - 0.0040 * h$	16.26
Marzo	$t = 26.35 - 0.0033 * h$	16.45
Abril	$t = 23.92 - 0.0029 * h$	15.22
Mayo	$t = 22.14 - 0.0033 * h$	12.24
Junio	$t = 20.14 - 0.0036 * h$	9.34
Julio	$t = 19.69 - 0.0035 * h$	9.19
Agosto	$t = 23.95 - 0.0046 * h$	10.15
Septiembre	$t = 26.00 - 0.0042 * h$	13.40
Octubre	$t = 28.28 - 0.0042 * h$	15.68
Noviembre	$t = 29.08 - 0.0041 * h$	16.78
Diciembre	$t = 29.02 - 0.0040 * h$	17.02

Fuente: Estudio Hidrológico Cuenca Camacho Elaboración propia

Para la estación de Rejará con altitud de 3000 m.s.n.m. se tiene que la Temperatura Media Anual es de: 14°C.

2.6.3 Clima

La caracterización del clima de la zona de proyecto, se extrae del diagnóstico integral del municipio de Padcaya (2003), que utiliza el índice climático de Thorntwaite, caracterizando al clima de la zona como clima mesotermal sub húmedo.

Clima Mesotermal Subhúmedo. La región con un clima subhúmedo se encuentra en la parte norte del Subandino, desde la serranía del Aguaragüe hasta las serranías de la Cordillera Oriental en las proximidades de la comunidad de Rejará.

2.6.4 Riesgo de granizo

Según el diagnóstico integral del municipio de Padcaya la zona de Rejará presenta riesgo moderado de amenaza de granizo.

2.6.5 Riesgo de heladas

Según el diagnóstico integral del municipio de Padcaya la zona de Rejará presenta riesgo alto a las heladas.

2.6.6 Riesgo de sequía

Según el diagnóstico integral del municipio de Padcaya la zona de Rejará presenta bajo riesgo de sequía.

2.7 ASPECTOS AMBIENTALES

2.7.1 Calidad del agua

Según el análisis de agua para riego de la zona de Rejará el agua se encuentra dentro parámetros admisibles por lo tanto es aceptable para fines de riego de los cultivos.

2.7.2 Riesgo de incendios

Según el diagnostico integral del municipio de Padcaya (2003) la zona de Rejará presenta riesgo muy alto de incendio.

2.7.3 Riesgo de erosión hídrica

Según el diagnóstico integral del municipio de Padcaya (2003) la zona de Rejará presenta riesgo moderado a la erosión hídrica.

2.7.4 Aspectos medio ambientales

La calidad de agua con fines de riego, tal como se ha indicado en el inciso anterior es C1-S1, o sea es agua de calidad óptima sin problemas de ningún tipo y adecuado en general para todos los cultivos tradicionales y los adaptados al proyecto.

La vegetación nativa descrita a continuación controla adecuadamente la erosión hídrica en las áreas que no son intervenidas por las actividades humanas. La fauna animal es reducida en número en la zona

Por otra parte, se estima que con la construcción de las obras de riego no se provocará desequilibrios significativos, por lo que el uso del agua en el área del proyecto no tendrá efectos negativos que altere las condiciones de la cuenca ni el régimen natural del río Rejará.

Las principales especies nativas vegetales que se han observado en la zona de estudio se detallan a continuación.

Vegetación natural.

El área de proyecto se encuentra dentro de dos unidades de vegetación que se clasifican desde el punto de vista de su tipología, fisonomía, aspectos climáticos, altitudinales y fisiográficos, según las categorías de la leyenda de la FAO/UNESCO (Adaptada, 1973), con adecuaciones a las condiciones biofísicas del territorio nacional, y sus categorías: Clase de formación, subclases de formación, a partir del mapa de vegetación de la Zonificación Agroecológica y socioeconómica del departamento de Tarija (ZONISIG, 2001). La vegetación natural tiene múltiples relaciones con los componentes bióticos y abióticos del medio como protector del suelo, estabilizador de pendientes, regulador de la calidad y cantidad de agua en las cuencas, hábitat de la fauna silvestre; expresión de las condiciones locales

ambientales y estabilidad ecológica y calidad general del ecosistema. Las unidades de vegetación mencionadas son las siguientes:

5E9c. Vegetación herbácea graminoide intermedia, con sinusia arbustiva montano

Es la unidad que representa el 10% de la superficie dentro la cuenca, ubicada en las proximidades de las comunidades de Rejará, Sudeste del cerro Rumicanha, Norte y Sud del cerro Alizos y al Sudoeste del cerro Alto Mina.

Cubre paisajes de pie de serranía alta, con una altitud desde los 2600 a 3000 msnm, con relieve dominante escarpado a muy escarpado, pedregosidad y rocosidad de 15 a 40 %; suelos moderadamente profundos a superficiales. Clima frío semihúmedo.

La vegetación es una pradera graminoide que corresponde a un pastizal – arbustal ralo bajo a medio, cobertura total densa (60 a 70 %). De acuerdo a observaciones de campo las especies más importantes por su abundancia son: *Stipa ichu* (Pasto, paja), *Baccharis dracunculifolia* (Thola prementina), *Paspalum notatum* (Pasto orqueta), *Schizachyrium tenerum* (Pasto), *Axonopus compressus* (Pasto), *Stipa ichu* (Pasto paja) y *Baccharis dracunculifolia* (Thola prementina), esta última, no es forrajera.

5F12d. Pastizal bajo, sin sinusia arbustiva, subalpino

Con 66 % de la superficie de la cuenca, se presenta en diferentes sectores cubriendo las cimas más altas del cerro Alto Minas (más conocido como Cumbre de La Escalera), al Oeste de San Francisco en las cimas de los cerros Farcayo, Licerazu, Peña Redonda, en la comunidad de Rejará, cima de los cerros Lorayo, Pabelloncito, Negro, Coranzol y Suyo Suyo con clima frío húmedo a semihúmedo, alcanzando alturas sobre el nivel del mar de 2000 a mayores de 4000 metros, con lluvias medias anuales que oscilan en un rango de 700 a 1200 mm/año. Los suelos son muy superficiales y con mucha rocosidad en la superficie.

Es un pastizal de altura donde las especies más comunes son *Deyeuxia* sp (Pasto rojo), *Calamagrostis heterophylla* (Pasto colcha); también se puede encontrar algunos arbustos aislados como la *Achyrocline ramosissima* (Pulmonaria), *Baccharis* sp (Thola).

Principales Especies vegetales:

Los siguientes cuadros son extraídos del registro de especies vegetales, de los informes del Plan de Desarrollo Municipal de Padcaya 2003.

Cuadro N° 2. 10 Principales especies arbóreas

Nombre Común	Nombre Científico	Familia
Aliso (enano, blanco)	<i>Alnus acuminata</i> H.B.K.	Betulaceae
Pino del cerro	<i>Podocarpus parlatorei</i>	Podocarpaceae
keñua	<i>Polylepis</i> sp.	Rosaceae
Pino	<i>Cupresus macrocarpa</i>	Cupresaceae

Fuente: Elaboración propia en base a PDM Padcaya 2003

Cuadro N° 2. 11 Principales especies arbustivas

Nombre Común	Nombre Científico	Familia
Malva	<i>Abutilon</i> sp.	Malvaceae
Tholilla	<i>Baccharis</i> sp.	Asteraceae
Arbusto fruto rosado	<i>Schinus</i> sp.	Anacardiaceae
Higuerilla	<i>Oreopanax</i> sp.	Araliaceae
Orteguilla	<i>Urera</i> sp.	Urticaceae

Fuente: Elaboración propia en base a PDM Padcaya 2003

Cuadro N° 2. 12 Estrato dicotiledóneas Herbáceas

Nombre Común	Nombre Científico	Familia
Diente de león	<i>Hypochoeris</i> sp.	Asteraceae
Llantén	<i>Plantago</i> sp.	Plantaginaceae
Carqueja	<i>Baccharis trimera</i> (Less.)De Candolle	Asteraceae
Saitilla	<i>Bidens</i> sp.1	Asteraceae
Llantén hoja ancha	<i>Plantago</i> sp.3	Plantaginaceae
Hierbita, falsa achicoria	<i>Plantago tubulosa</i> Decne.	Plantaginaceae
Quirusilla	<i>Gunnera</i> cf.apiculata	Gunneraceae
Quirucilla	<i>Oxalis</i> sp.1	Oxalidaceae

Fuente: Elaboración propia en base a PDM Padcaya 2003

Cuadro N° 2. 13 Estrato Gramíneo

Nombre Común	Nombre Científico	Familia
Pasto pampeño	Axonopus sp.	Poaceae
Pasto mechudo	Oplismenus hirtellus(L.) Beauv.	Poaceae
Pasto pampeño	Paspalum notatum Fluegge	Poaceae
Paja amarilla	Stipa sp.1	Poaceae
Pasto	Axonopus argentinus L.	Poaceae
Pasto	Calamagrostis sp.	Poaceae
Pasto monteño	Panicum sp.1	Poaceae

Fuente: Elaboración propia en base a PDM Padcaya 2003

2.8 ASPECTOS PRODUCTIVOS

2.8.1 Identificación de cultivos

Con la finalidad de determinar la Cédula actual de cultivos en el área de influencia del proyecto y ver la situación actual de la producción agrícola de la zona; se ha realizado un diagnóstico de campo tomando como base la información proporcionada por los propios usuarios del riego. Para lograr este objetivo, se ha utilizado la metodología de entrevistas grupales é individuales a los agricultores, visitas a las parcelas de cultivo, recorrido de todo el trayecto de los actuales canales de riego y el reconocimiento de los suelos y los cultivos actuales y tradicionales de la zona de influencia del proyecto. Como resultado de este trabajo; se puede indicar que la superficie aproximada de terrenos destinados a la producción agrícola actual es de 16.94 has, que se cultivan a secano, las mismas usan como apoyo para el riego los canales de tierra que captan las aguas de las micro cuencas del río Rejará, que son las principales fuentes de agua de la zona.

Cultivos bajo riego, durante la realización del diagnóstico de la producción agrícola de la zona en el área del proyecto (bajo riego), por observación directa del técnico agrónomo que recorrió las áreas cultivables que están bajo la influencia de los actuales sistemas de riego y considerando la información proporcionada por los usuarios del riego, se pudo determinar la Cédula actual de cultivos bajo riego, la misma que está compuesta de los siguientes cultivos tradicionales de la zona:

Entre los principales cultivos tradicionales podemos indicar los siguientes

Cuadro N° 2. 14 Cultivos Tradicionales

Nombre Común	Nombre Científico	Familia
Papa	Solanum tuberosum	Solanáceas
Papaliza	Ullucus tuberosum	Solanáceas
Oca	Oxalis tuberosum	Solanáceas
Maíz	Zea maiz	Gramineas
Arveja	Vicia villosa	Leguminosas
Cebada	Hordeum vulgare	Gramineas
Trigo	Triticum aestivum	Gramineas
Haba	Vicia faba	Leguminosas

Fuente: Elaboración propia en base a PDM Padcaya 2003

La papa es un cultivo tradicional de la zona que practican todos los agricultores, conjuntamente con el maíz se constituye en uno de los alimentos básicos de la dieta familiar de los pobladores del área rural. La época de siembra comienza los primeros días del mes de Septiembre y la cosecha se efectúa a partir del mes de noviembre hasta el mes de enero, esta variación fluctúa de acuerdo al régimen de heladas que se presenta cada año y al ciclo vegetativo de la variedad cultivada, que puede ser de menor duración como es la variedad Cardenal, Desiree pueden ser de mayor duración como la Revolucionaria, la Runa Cron y la Runa. La superficie cultivada varía relativamente en las diferentes zonas de influencia algunas zonas son tradicionalmente productores de papa, donde cultivan en promedio el 78.7% de la superficie total cultivada la mayor parte destinada a la comercialización.

La papalisa, es un cultivo que se practica en todo el área de influencia del proyecto, es un producto importante para la dieta familiar por el aporte de proteínas en la alimentación de los agricultores de la zona. La época de siembra comienza en la 2da. Quincena del mes de Agosto, hasta Septiembre y las cosechas se producen a partir del mes de Febrero hasta el mes de Marzo. Las variedades que se cultivan mayormente son las criollas: como la amarilla, la morada, muy pocos agricultores utilizan semillas mejoradas o certificadas. Este cultivo mayormente es para la venta aproximadamente el 5.3% del total de terreno es destinado a este cultivo.

La oca, es un cultivo que se practica en todo el área de influencia del proyecto, es un producto importante para la dieta familiar por el aporte de proteínas en la alimentación de los agricultores de la zona. La época de siembra varía entre los meses de Agosto (2da. Quincena), hasta Septiembre y las cosechas se producen a partir del mes de Enero hasta el mes de Febrero. Las variedades que se cultivan mayormente son las criollas: como la amarilla, la morada, muy pocos agricultores utilizan semillas mejoradas o certificadas. Se destina el 5% del área cultivada para este cultivo.

La arveja, es un cultivo que se practica en todo el área de influencia del proyecto, es un producto importante para la dieta familiar por el aporte de proteínas en la alimentación de los agricultores de la zona. La época de siembra varía entre los meses de Agosto (2da. Quincena), hasta Septiembre y las cosechas se producen a partir del mes de Diciembre hasta el mes de Enero. Las variedades que se cultivan mayormente son las criollas: como la arveja blanca, la morada y el arvejón, muy pocos agricultores utilizan semillas mejoradas o certificadas. Se destina aproximadamente el 1.5 % del total del terreno para este cultivo.

La haba, es un cultivo que se practica en todo el área de influencia del proyecto, es un producto importante para la dieta familiar por el aporte de proteínas en la alimentación de los agricultores de la zona. La época de siembra varía entre los meses de Agosto (2da. Quincena), hasta Septiembre y las cosechas se producen a partir del mes de Diciembre hasta el mes de Enero. Las variedades que se cultivan mayormente son las criollas: como la arveja blanca, la morada y el arvejón, muy pocos agricultores utilizan semillas mejoradas o certificadas. Los agricultores destinan aproximadamente el 1.5% del terreno a este cultivo.

En toda la zona de influencia del proyecto actualmente también se cultivan algunas hortalizas en pequeños huertos familiares para el consumo netamente familiar, son superficies muy pequeñas que no se tomarán en cuenta en el cálculo de la demanda de agua para riego en la situación actual.

El maíz, es el cultivo tradicional más importante por sus múltiples usos que posee, en primer lugar porque se constituye en la base para la dieta alimenticia familiar: como

choclo, grano (mote), harina y otros, también sirve como forraje para los animales, puede ser de diferentes formas: ensilaje, en grano é inclusive los restos de las cosechas (como chala). La época de siembra normalmente es a fines del mes de Agosto y principios del mes de Septiembre, depende del régimen de las lluvias para la preparación de los terrenos, las cosechas se producen en los meses de Febrero y Marzo. Las variedades que actualmente se cultivan son las criollas como: el Pisancalla, el Morocho y el Amarillo. para este cultivo se destina el 5.3% del total del area cultivada según las escuestas comunales.

El **trigo**, es la que se cultiva o siembra en el mes de Diciembre hasta el 15 de Enero inclusive, es un cultivo que depende mucho del régimen de lluvias porque algunos años por exceso de humedad no se puede preparar los terrenos para la siembra o a veces llueve mucho después de la siembra y no llega a germinar la semilla por pudrición, el ataque de las enfermedades fungosas (hongos y bacterias) es mayor en esta época, y por otro lado se corre el riesgo de las heladas tempranas que son las que ocurren en el mes de mayo, la cosecha normalmente se realiza a partir del 20 de Mayo y durante el mes de Junio. Se destina a este cultivo el 1.5% del área total

La **cebada**, es la que se cultiva o siembra en el mes de Diciembre hasta el 15 de Enero inclusive, es un cultivo que depende mucho del régimen de lluvias porque algunos años por exceso de humedad no se puede preparar los terrenos para la siembra o a veces llueve mucho después de la siembra y no llega a germinar la semilla por pudrición, el ataque de las enfermedades fungosas (hongos y bacterias) es mayor en esta época, y por otro lado se corre el riesgo de las heladas tempranas que son las que ocurren en el mes de mayo, la cosecha normalmente se realiza a partir del 20 de Abril y durante el mes de Mayo. Se destina a este cultivo alrededor de 0.7% del total del área cultivable.

2.8.2 Cédula de cultivo sin proyecto

Los comunarios del área de influencia del proyecto tienen establecido un sistema productivo en una sola época del año sembrando al finalizar el invierno, las primeras cosechas se realizan en pleno verano y algunos cultivos al inicio y fin del otoño como limite hasta el inicio del invierno.

Solamente algunas zonas cuentan con riego complementario, los demás son a temporal de ahí que se siembra en época lluviosa o de verano, en la zona no es aconsejable la siembra de invierno debido a riesgo de heladas

Una vez que se identifico los cultivos tradicionales de la zona en el siguiente cuadro se presenta la cedula actual de cultivos.

Cuadro N° 2. 15 Cédula Actual de Cultivos S/P

Cultivos	Area cultivada	
	Has	%
Papa (semilla)	13,34	78,7
Papaliza	0,90	5,3
Oca	0,90	5,3
Arveja (verde)	0,26	1,5
Cebada (grano)	0,11	0,7
Trigo (grano)	0,26	1,5
Haba (verde)	0,26	1,5
Maiz (grano)	0,90	5,3
Total	16,94	100

Fuente: Elaboración propia - Información agricultores de la zona.

2.8.3 Calendario de cultivos

El Calendario de cultivos se presenta en el siguiente cuadro donde se ha considerado como uno solo para toda el área de influencia del proyecto, ya que no existen diferencias marcadas en la época de siembra y cosecha de los principales cultivos, entre una zona y otra. El calendario de cultivos ha sido elaborado en base a las encuestas realizadas a los beneficiarios del proyecto.

Cuadro N° 2. 16 Calendario Actual de Cultivos S/P

Cultivos	Invierno			Primavera			Verano			Otoño		
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Papa (S.G.)				S				C				
Papaliza				S						C		
Oca				S					C			
Arveja (verde)				S				C				
Cebada (grano)							S					C
Trigo (grano)	C						S					
Haba (verde)				S				C				
Maíz (grano)				S						C		

Fuente: Elaboración propia - Información agricultores de la zona.

Referencia: S = Siembra; C = Cosecha.

En el siguiente cuadro se muestra el calendario agrícola actual expresando el área de destinada a cada cultivo.

Cuadro N° 2. 17 Área cultivada según calendario actual de cultivos (sin proyecto)

Cultivos	Invierno			Primavera			Verano			Otoño		
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Papa (precoz)				13,34	13,34	13,34	13,34	13,34				
Papaliza				0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90		
Oca				0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90			
Arveja				0,26	0,26	0,26	0,26	0,26				
Cebada							0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
Trigo (grano)	0,26						0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
Haba (verde)				0,26	0,26	0,26	0,26	0,26				
Maíz (grano)				0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90		
Total Has. Cultivadas	0,26			16,57	16,57	16,57	16,94	16,94	3,08	2,18	0,37	0,37
Terreno en Descanso (has.)	16,68	16,94	16,94	0,37	0,37	0,37			13,86	14,76	16,57	16,57
Total área cultivable (has)	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94

Fuente: Elaboración propia - Información agricultores de la zona.

2.8.4 Nivel tecnológico de la producción agrícola

La tecnología de la producción agrícola se detalla en los siguientes incisos:

a) Preparación del suelo

La Preparación de los terrenos se constituye en actividad principal y comprende diversas tareas como: el riego en aquellos terrenos que cuentan con riego previo al arado del terreno. Para esta actividad el regante trabaja provisto de una pala ó azadón y un pico, herramientas apropiadas para la distribución de agua buscando humedecer el suelo de manera uniforme por toda la parcela. Pocos días después del riego o una lluvia copiosa, las siguientes actividades son la arada y la rastrada.

Para las labores de la “arada” utilizan el tractor agrícola en un 2%, el resto continúan con el arado tradicional de la yunta. Referente a la “rastrada” de los suelos, no es mecanizado es decir, todos lo realizan con yuntas.

b) Siembra

Para reponer la fertilidad del suelo la mayoría de los beneficiarios utiliza abono natural o estiércol de ganado ovino, bovino y otros, que se aplica generalmente durante las siembras.

En esta actividad sólo participa la mano de obra familiar donde preside el jefe de familia, los ayudantes son generalmente muy jóvenes que se encuentran en etapa de aprendizaje, los mismos que desarrollan actividades complementarias como ayudar a conducir los bueyes, el resto de la familia aplican el fertilizante, semilla y estiércol. Si es necesario se recurre a la cooperación mutua.

La mayoría de los agricultores no usan semillas certificadas, no hacen cambio de semillas, actualmente siguen utilizando las semillas criollas que obtienen de sus propias cosechas de la siembra anterior. Algunos agricultores progresistas están empezando a usar semillas certificadas, especialmente en variedades de papa, maíz, arveja.

c) Labores culturales

El deshierbe se realiza en forma manual y también mediante herbicidas, los aporques se realizan con la yunta y también manualmente. Dependiendo del tipo de cultivo y

cuando fuere necesario se utilizan productos fitosanitarios para el control de plagas y enfermedades.

En su generalidad de los agricultores, no existe la costumbre de utilizar prácticas de conservación de suelos como son las siembras en contorno o curvas a nivel, construcción de terrazas, zanjales de infiltración (especialmente en terrenos con pendiente), rotación de cultivos, uso de abonos verdes y otras.

d) Cosecha

Las cosechas son enteramente manuales en todos los cultivos y en otros como en la cosecha de papa, utilizan la yunta como ayuda complementaria. La intervención de la mano de obra familiar es fundamental, si es necesario se recurre al apoyo mutuo y también a la contratación de peones.

e) Método de riego

Los métodos de riego empleados en esta Comunidad son: a) por inundación para el caso de la preparación del terreno, b) los subsiguientes riegos una vez germinada la planta es por surcos especialmente en los cultivos de papa, arveja, maíz y hortalizas hasta la etapa de maduración del cultivo.

2.8.5 Producción agrícola actual

La orientación de la producción agrícola actual es para autoconsumo de la familia de los agricultores, en parte para forraje de los animales y trueques (cambios) con otros productos dentro de las mismas comunidades de la zona de influencia del proyecto.

Pocos agricultores, dependiendo de la distribución de las lluvias y otras inclemencias del clima, tienen excedentes para la comercialización. Los cultivos como la papa, arveja, mayormente son producidos para la venta al mercado (60 a 70%), que normalmente es el mercado de la ciudad de Tarija, Padcaya, Bermejo y/o rescatadores que llegan hasta las comunidades. situación que impide alcanzar niveles de ingresos adecuados para mejorar sus actuales condiciones de producción. Otro aspecto importante de tomar en cuenta es que no existen centros de acopio de productos

agrícolas que garanticen el mantenimiento y la calidad de los productos, hasta que éstos puedan lograr mejores precios y alcanzar volúmenes considerables para mejorar el sistema de comercialización, las pérdidas por almacenamiento en depósitos rústicos van en aumento debido al ataque de roedores, hongos y gorgojos, siendo necesario adecuar técnicas de almacenamiento especialmente para los productos agrícolas perecederos y así evitar pérdidas post-cosecha. Asimismo no existen servicios para la comercialización de los productos agrícolas.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de la información más importante respecto a la superficie cultivada, rendimientos de los principales cultivos y destino de la producción agrícola.

Cuadro N° 2. 18 Producción Agrícola Actual y destino de la producción

N°	CULTIVO	Area Op.	Rendimiento	Producción	Venta	Consumo
		Has.	Tn/ha	Tn	%	%
1	Papa (S.G.)	13,34	7,82	104,31	75%	25%
2	Papaliza	0,90	3,50	3,16	25%	75%
3	Oca	0,90	3,00	2,71	25%	75%
4	Arveja (verde)	0,26	1,61	0,42	70%	30%
5	Cebada (grano)	0,11	0,90	0,10	50%	50%
6	Trigo (grano)	0,26	0,97	0,25	50%	50%
7	Haba (verde)	0,26	1,70	0,44	15%	85%
8	Maiz (grano)	0,90	1,20	1,08	60%	40%
TOTAL		16,94		112,48		

Fuente: Elaboración propia - Información agricultores de la zona.

2.8.6 Actividad pecuaria

La actividad pecuaria tiene razón de ser, en la medida en que satisface necesidades internas de la familia, como la alimentación respecto a la carne, leche y huevos, además proporciona insumos para las actividades agrícolas como el estiércol. Otro aspecto importante es que la producción pecuaria se lo realiza a manera de ahorro interno, debido a que en lo posible las familias productoras no han de vender sus animales, solo si el caso así lo exigiera por una necesidad urgente como compra de

medicinas en caso de enfermedad o fallecimiento de algún familiar, compra de material escolar, ropa y otras necesidades.

En lo referente a la pecuaria a nivel familiar, se dedican a la cría de ganado ovino en un 79 % y en menor escala al ganado bovino con porcino y caprino con 3.6 %, 4.2 %, 3.8 % respectivamente; en un 10 % se encuentra la cría de aves de corral como ser: patos, gallinas y pavos.

2.8.7 Otras actividades productivas

La comunidad beneficiaria del proyecto no desarrolla otras actividades productivas fuera de lo que es la producción agrícola, es por ello que es indispensable la implementación del sistema de riego.

2.8.8 Potenciales y limitantes de la producción

Entre las **potencialidades** más importantes que presenta el área de influencia del proyecto para el desarrollo de la producción agrícola se pueden citar las siguientes:

- ✓ Disponibilidad de importantes fuentes de agua, con un buen caudal tanto en época de lluvia como en época invernal, para aprovecharla como riego en época de estiaje.
- ✓ Disponibilidad de cantidad considerable y moderada calidad de suelos, para ampliar la producción de los cultivos practicados, y la ampliación de la matriz de cultivos en un futuro posterior una vez que se haya mejorado y realizado un estricto programa de conservación de suelos.
- ✓ Condiciones climáticas medianamente adecuadas para el desarrollo de cultivos bajo riego.
- ✓ La comunidad involucrada con el proyecto cuenta con vinculación caminera próxima a los mercados de consumo como Padcaya, Tarija y otros del interior del país para comercializar sus productos.
- ✓ Tecnología, vocación, tradición agrícola y experiencia de los agricultores en la producción de cultivos de la zona.

- ✓ Predisposición de los agricultores para la capacitación en nuevas tecnologías, y la introducción de nuevos cultivos rentables.

Entre las **limitantes** más determinantes que presenta el área de influencia del proyecto para el desarrollo de la producción agrícola se pueden citar las siguientes:

- Falta de una infraestructura de riego funcional a lo largo de todo el año.
- Enorme pérdida de agua por infiltración en los pocos canales de tierra y la ausencia de obras hidráulicas técnicamente diseñadas y construidas.
- Falta de infraestructura productiva de poscosecha y comercialización.
- Constantes arrastres de suelos por las crecidas del río, por la falta de defensivos (gaviones y/o cobertura vegetal).
- No existe asistencia técnica de instituciones dedicadas al desarrollo rural y la producción agrícola.
- No existe un plan de manejo y conservación de cuencas.
- No existe una estación meteorológica que mínimamente pueda recabar información sobre temperaturas, radiación solar, velocidad del viento, para poder emplear más métodos comparativos y realizar una mejor planificación para la propuesta de proyecto.
- También se puede mencionar que las familias de la comunidad, no tienen acceso un crédito accesible a sus condiciones e ingreso, debido más que todo a los altos intereses que cobran las entidades crediticias existentes en la ciudad de Tarija.
- Otro fenómeno que afecta a los cultivos, es la ocurrencia de heladas tempranas (abril - mayo) y tardías (agosto - septiembre), ocasionando pérdidas de consideración en las cosechas, por lo que los campesinos de la zona evitan la siembra en estas épocas.

2.8.9 Valor de la producción actual

Una vez determinada el área actual con riego óptimo, se procedió a valorar la producción agrícola actual considerando los Costos de Producción actual y la superficie cultivada de cada cultivo (ver anexo 12), el resumen de los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 2. 19 Valor de la Producción Agrícola Actual

CULTIVO	A.B.R.O.	Costo		Ingreso		Beneficio Neto
		Unitario	Total	Unitario	Total	
	(ha/Año)	Bs/ha	(Bs/Año)	Bs/ha	(Bs/Año)	(Bs/Año)
Papa (S.G.)	13.34	11,207.23	149,493.34	27,769.53	370,418.05	220,924.71
Papaliza	0.90	6,131.02	5,539.97	6,749.23	6,098.58	558.61
Oca	0.90	4,315.87	3,899.81	5,191.68	4,691.18	791.37
Arveja (verde)	0.26	2,245.61	584.05	4,573.81	1,189.59	605.54
Cebada (grano)	0.11	1,382.67	156.10	1,452.71	164.01	7.91
Trigo (grano)	0.26	1,313.30	341.57	2,112.66	549.48	207.90
Haba (verde)	0.26	2,112.71	549.49	4,214.82	1,096.22	546.73
Maíz (grano)	0.90	2,220.55	2,006.48	2,259.78	2,041.93	35.45
Ajo (tardía)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	16.94		162,570.81		386,249.03	223,678.22

Fuente: Elaboración propia Diagnóstico Comunal (2011)

En resumen se tiene:

Ingreso Comunal Anual 223,678.22.- Bs.

Familias Beneficiarias 123 Familias

Ingreso Anual por Familia 1,818.52.- Bs./(Familia* año)

Ingreso Anual Per-cápita 606.17.- Bs./(habitante*año)

Para la estimación de los ingresos no se ha considerado los que se generan por la fuerza de trabajo fuera de la finca.

2.9 ZONA DE RIEGO

El área de riego del proyecto comprende once sub-zonas que están ubicadas en la comunidad de Rejará, sin embargo algunos usuarios de riego tienen también sus parcelas con cultivos a secano en zonas más altas y que están ubicadas fuera de la zona de riego.

Las áreas cultivables bajo riego fueron delimitadas en base a las cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar, (IGM) a escala 1:50.000, correspondientes a la zona del proyecto, las mismas que fueron escaneadas y ampliadas posteriormente a escala 1:10.000, este último se constituyó en el mapa base para realizar el trabajo de campo con objeto de evaluar las tierras con fines de riego. Una vez concluido el trabajo de campo y de gabinete sobre el mapeo de suelos, se ha determinado que existen 55.55 hectáreas de tierras aptas para riego.

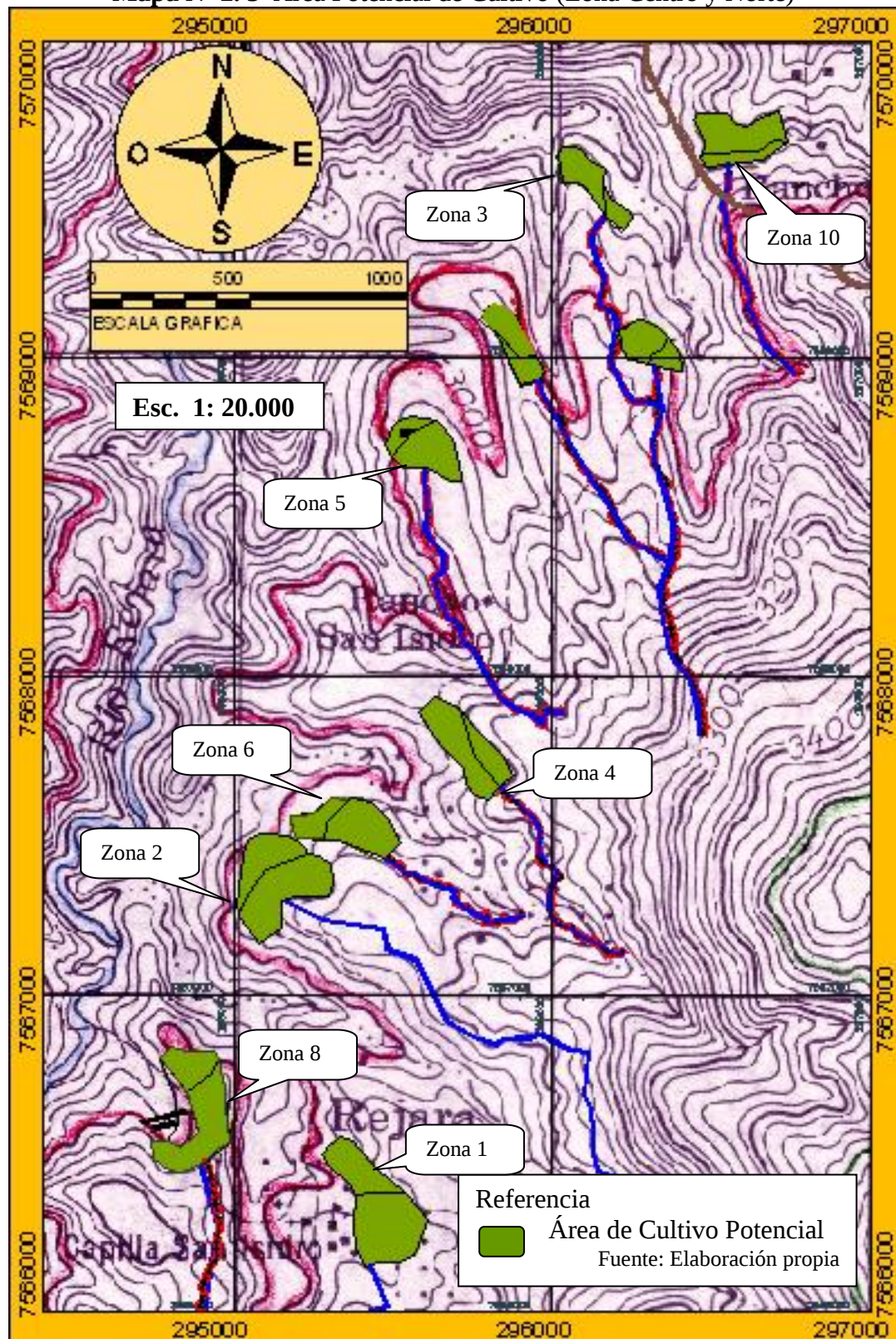
A continuación se presenta en el siguiente cuadro una relación del Area Regada de los cultivos principales y la superficie correspondiente, en base a encuestas realizadas a los regantes y la inspección de campo efectuada por el Ing. agrónomo del proyecto.

Cuadro N° 2. 20 Área de cultivo actual y área de cultivo potencial

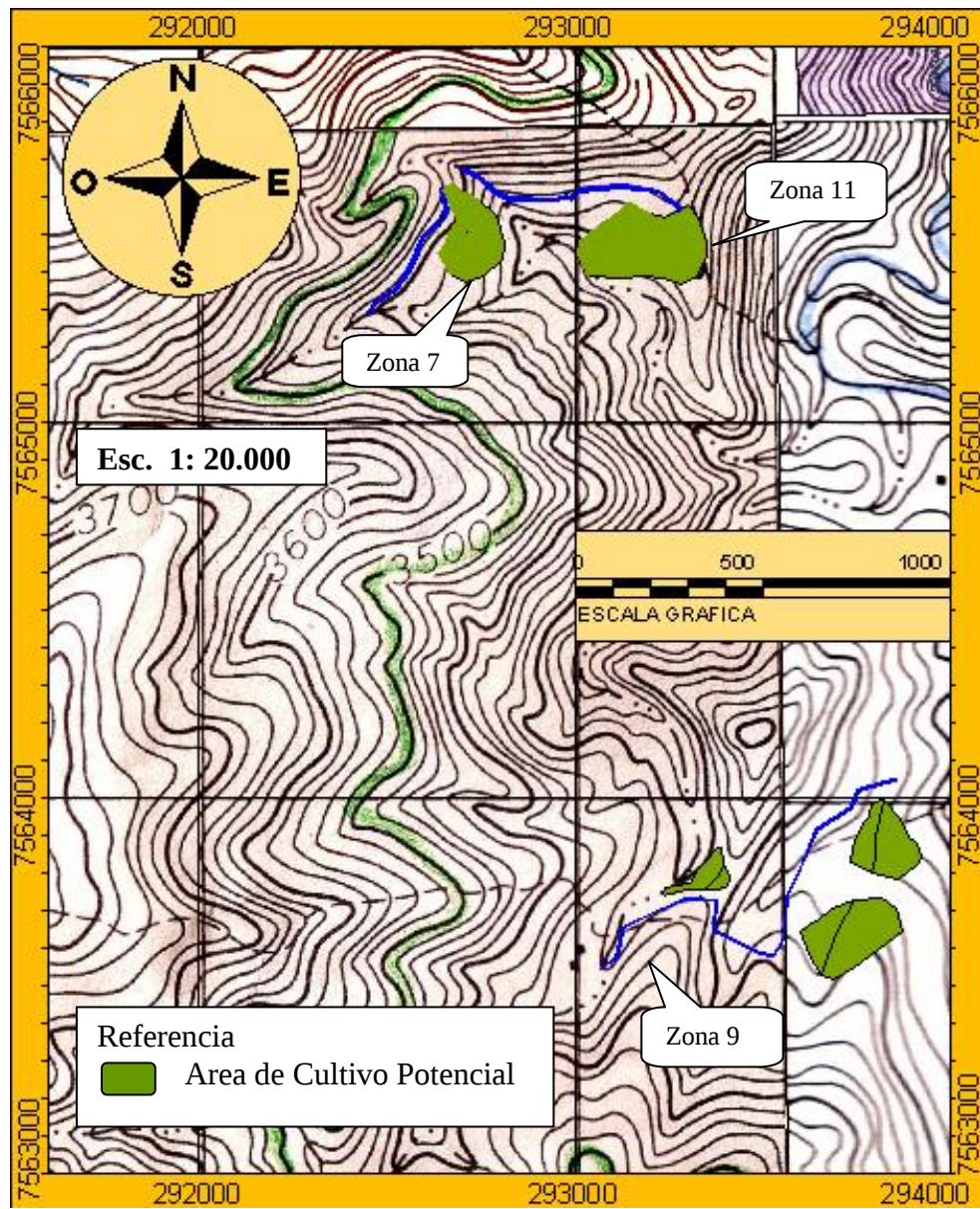
Sub-Sistemas		Area de cultivo actual		Area de cultivo potencial	
N°	Nombre	(Has)	(%)	(Has)	(%)
1	Esc central	1.44	8.5%	7	12.6%
2	Total	1.57	9.2%	6.5	11.7%
3	Ojo de agua	1.37	8.1%	5.8	10.4%
4	Sta Maria	0.9	5.3%	4.5	8.1%
5	Pedreg	1.1	6.5%	3.2	5.8%
6	Chillcar	1.16	6.8%	4	7.2%
7	Meson	1.5	8.9%	3	5.4%
8	Huayllar	1	5.9%	5.9	10.6%
9	Campo Chiquiro	3.71	21.9%	6.75	12.2%
10	Piedra grande	0.8	4.7%	3.63	6.5%
11	Punta grande	2.4	14.2%	5.27	9.5%
Total		16.94	100%	55.55	100%

Fuente: Encuesta comunal (2011) Elaboración propia

Mapa N° 2.5 Área Potencial de Cultivo (Zona Centro y Norte)



Mapa N° 2. 6 Área Potencial de Cultivo (Zona Sur)



Fuente: Elaboración propia

Tabla de contenido CAP II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO	8
2.1 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.....	8
2.1.1 Comunidad beneficiada y población.....	8
2.1.2 Dinámica Poblacional	9
2.1.3 Infraestructura Vial	11
2.1.4 Infraestructura de Salud	11
2.1.5 Infraestructura y Nivel de Educación.....	11
2.1.6 Servicios Básicos	12
2.1.7 Tipos de Viviendas.....	13
2.2 DISPONIBILIDAD ACTUAL DE AGUA.....	14
2.2.1 Características de la cuenca hidrográfica.....	14
2.2.2 Fuentes de agua superficiales.....	15
2.2.3 Uso del agua actual	16
2.2.4 Derechos de terceros	16
2.3 CALIDAD DEL AGUA CON FINES DE RIEGO.....	16
2.3.1 Análisis de la calidad del agua con fines de riego	17
2.4 SISTEMA DE RIEGO ACTUAL	18
2.4.1 Descripción de la infraestructura actual del sistema de riego	18
2.4.2 Gestión actual del sistema de riego.....	20
2.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN EL ÁREA DE RIEGO	21
2.5.1 Descripción fisiográfica del área del proyecto.....	21
2.5.2 Clasificación de Tierras con Fines de Riego.....	25
2.5.3 Descripción de las clases de suelos y su aptitud para el riego	27
2.5.4 Prácticas de manejo.....	30
2.6 ASPECTOS AGROCLIMÁTICOS	30
2.6.1 Precipitación anual	30
2.6.2 Temperaturas medias mensuales.....	31
2.6.3 Clima	32
2.6.4 Riesgo de granizo.....	32
2.6.5 Riesgo de heladas.....	32
2.6.6 Riesgo de sequía.....	32
2.7 ASPECTOS AMBIENTALES	32
2.7.1 Calidad del agua.....	32
2.7.2 Riesgo de incendios.....	32
2.7.3 Riesgo de erosión hídrica	33
2.7.4 Aspectos medio ambientales.....	33
2.8 ASPECTOS PRODUCTIVOS	36
2.8.1 Identificación de cultivos	36
2.8.2 Cédula de cultivo sin proyecto.....	40
2.8.3 Calendario de cultivos.....	40
2.8.4 Nivel tecnológico de la producción agrícola.....	42
2.8.5 Producción agrícola actual	43

2.8.6	Actividad pecuaria	44
2.8.7	Otras actividades productivas	45
2.8.8	Potenciales y limitantes de la producción	45
2.8.9	Valor de la producción actual	47
2.9	ZONA DE RIEGO	48

Mapa N° 2. 1	Ubicación de las áreas de cultivo actual	19
Mapa N° 2. 2	Mapa Fisiográfico	22
Mapa N° 2. 3	Mapa de Clasificación de suelos con fines de riego	26
Mapa N° 2. 4	Mapa de Clasificación de suelos con fines de riego	27
Mapa N° 2. 5	Área Potencial de Cultivo (Zona Centro y Norte)	49
Mapa N° 2. 6	Área Potencial de Cultivo (Zona Sur).....	50

Cuadro N° 2. 1	Habitantes Beneficiarios	8
Cuadro N° 2. 2	Nivel de educación	12
Cuadro N° 2. 3	Disponibilidad de agua potable	12
Cuadro N° 2. 4	Propiedad de la vivienda	13
Cuadro N° 2. 5	Caudales Mínimos Mensuales Probabilísticos (l/s)	15
Cuadro N° 2. 6	Resultados del análisis de agua (C.E.,S.A.R. y PH)	17
Cuadro N° 2. 7	Leyenda del Mapa Fisiográfico.....	23
Cuadro N° 2. 8	Resumen clasificación de tierras para fines de riego	25
Cuadro N° 2. 9	Leyes de regresión para la cuenca del río Camacho	31
Cuadro N° 2. 10	Principales especies arbóreas	35
Cuadro N° 2. 11	Principales especies arbustivas	35
Cuadro N° 2. 12	Estrato dicotiledóneas Herbáceas.....	35
Cuadro N° 2. 13	Estrato Gramíneo	36
Cuadro N° 2. 14	Cultivos Tradicionales	37

Cuadro N° 2. 15 Cédula Actual de Cultivos S/P	40
Cuadro N° 2. 16 Calendario Actual de Cultivos S/P	41
Cuadro N° 2. 17 Área cultivada según calendario actual de cultivos (sin proyecto) .	41
Cuadro N° 2. 18 Producción Agrícola Actual y destino de la producción.....	44
Cuadro N° 2. 19 Valor de la Producción Agrícola Actual	47
Cuadro N° 2. 20 Área de cultivo actual y área de cultivo potencial	48

Gráfico N° 2. 1 Destino de migración	9
Gráfico N° 2. 2 Tiempo de migración	9
Gráfico N° 2. 3 Motivo de migración.....	10

CAPÍTULO III

EL PROYECTO

3.1 GESTIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO

3.1.1 Conformación de la nueva directiva de regantes y sus funciones

Para llevar a cabo las actividades de distribución, operación y mantenimiento de los micro-sistema de riego, es necesaria la conformación de organización de regantes en cada uno de los subsistemas, en ese sentido durante el trabajo de campo realizado en el área de proyecto se ha logrado conformar en reunión de cada zona de riego las siguientes carteras y funciones correspondientes:

Presidente del comité de riego.- Es el que representa a la organización del comité de riego ante cualquier instancia legal, es el nexo ante las Instituciones financiadoras y de asesoramiento técnico que trabajan en la zona, dirige las reuniones y asambleas de usuarios.

Vice-Presidente del comité de riego.- (Responsable del seguimiento a la ejecución del proyecto) ocasionalmente reemplazará al presidente en ausencia del mismo.

Juez de agua.- Es el que representa y hace cumplir ante cualquier instancia los acuerdos y reglamentos entre los usuarios del sistema de riego. Entre sus principales funciones podemos mencionar las siguientes:

- Controlar la operación del sistema, planifican y determinan los turnos de agua para las diferentes parcelas de cultivo.
- Realizan el recorrido del sistema para ver las necesidades de mantenimiento.
- Controlar la asistencia de acuerdo a lista, para los trabajos de mantenimiento de los subsistemas.
- Mediar y solucionar los conflictos de derechos y distribución del agua de riego entre usuarios.

Tesorero o tesorera.- Encargado (a) y responsable del manejo económico para el ingreso y salida del dinero por concepto de gastos, aportes, cuotas, sanciones y otros.

Secretario (a) de actas.- Es la persona encargada de manejar el libro de actas de la organización del riego, es responsable de escribir las actas de todas las reuniones de los usuarios, donde se toman decisiones y establecen acuerdos para un mejor funcionamiento del sistema de riego.

Vocales o jueces auxiliares.- Son las personas encargadas de todos los comunicados, avisos y notificaciones que pudieran impartir tanto el Juez de Aguas como la asamblea de usuarios, para facilitar el trabajo se elegirán vocales o jueces de agua uno para cada sector de riego. Es decir cumplirán el mismo trabajo que realiza el Juez de agua principal, son personas representantes de un área de riego, encargada de la operación y distribución del agua y velarán por el buen mantenimiento y conservación de la infraestructura de riego.

La gestión de estas autoridades dura normalmente un año calendario, pueden ser reelegidos de acuerdo al trabajo desempeñado en su gestión. Son elegidas en reunión general de usuarios.

Todos los usuarios tienen el mismo derecho de ser elegidos autoridades del riego.

Las funciones que deberá desarrollar el referido Comité de Riegos será:

- ✓ Convocar a Asambleas Generales ordinarias por lo menos cada mes y en caso necesario en cualquier momento a Asambleas Extraordinarias o de emergencia para organizar la operación y mantenimiento del Sistema de Riego.
- ✓ Realizar el control de una adecuada distribución del riego de acuerdo al turno regular de los regantes y en caso necesario según a los requerimientos de agua de los usuarios y según a los acuerdos establecidos en Asamblea General, otorgar cambios o dotaciones de agua adicional a los usuarios.
- ✓ Realizar la distribución del agua de acuerdo a los derechos establecidos y conforme los acuerdos establecidos en las reuniones.
- ✓ Realizar el cobro de cuotas establecidas por los mismos usuarios y su respectiva rendición de cuentas de los diferentes gastos.

- ✓ Realizar el cobro de multas en caso de existir éstas y su respectiva rendición de cuentas cuando los usuarios lo soliciten.
- ✓ Velar y realizar el control sobre el mantenimiento adecuado de la infraestructura hidráulica del sistema de riego.

3.1.2 Derechos de agua

Al incorporarse más áreas de cultivo bajo riego con el proyecto, una vez que sea implementada la infraestructura necesaria mediante la participación de los beneficiarios en la ejecución del proyecto, aparecen los derechos de agua para el usufructo del agua por parte de los participantes. Es importante aclarar que los derechos están ligados en forma proporcional al trabajo realizado en la implementación del proyecto y a las obligaciones que cada uno tiene para el buen funcionamiento del sistema de riego. El padrón de los actuales usuarios que tendrán derechos al agua de riego, se detalla en el Anexo 1.

A continuación se presenta algunos lineamientos para el manejo de los derechos al agua, sin que esto quiera decir imponer a la comunidad beneficiaria, mas bien sirve como una guía para manejar el derecho al agua, cuyo contenido deberá ser transmitida a la comunidad beneficiaria a través del plantel técnico de la entidad ejecutora.

El derecho al uso del agua por parte de los usuarios no será alterado. Con el proyecto no se crearán nuevos derechos, limitándose a una adecuación de distribución de turnos en función al incremento de la disponibilidad de agua y a los aportes requeridos para el proyecto. La modalidad de adquisición de los derechos tampoco será modificado, respetando las prácticas y costumbres locales. En base a los derechos se determinan las obligaciones de aportes para el trabajo en el mejoramiento y mantenimiento del sistema. Estos derechos se mantienen ligados en casos de transferencia por venta, alquiler o herencia de terrenos.

Asimismo los derechos de uso de la fuente, no sufrirán variaciones ya que con el proyecto, no afectará el esquema actual y su independencia en relación con otras comunidades y/o sistemas aguas abajo.

La asignación del agua para el riego, se realizará por turnos en el periodo de mayor actividad agrícola durante el año. El tiempo de duración de los turnos estará de acuerdo a la disponibilidad de agua, horas de riego actuales y el trabajo aportado para el mejoramiento de las obras, es decir, que los usuarios tendrán los turnos proporcionales al área cultivada y los jornales y/o aportes realizados en el mejoramiento del sistema de riego.

3.1.3 Distribución del agua y operación de los sub-sistemas de riego

La distribución del agua para riego a nivel de usuarios, no sufrirá mayores cambios, vale decir que se realizará bajo la modalidad de turnos durante todo el año. Sin embargo, en la época de lluvias, donde se presentan algunas interrupciones del sistema por las crecidas, la distribución del agua sigue un orden de turnos que va en circuito de principio a fin (secuencial) y así sucesivamente dan vuelta los ciclos de riego. En la época de estiaje el acceso al riego será irrestricto, aunque en los meses más secos, de mayo a noviembre, se distribuye el agua por turnos en horas por familia.

En caso de urgencia un usuario podrá solicitar el agua fuera de su turno de riego, de acuerdo a su requerimiento, siempre y cuando sea posible y además sin afectar significativamente el rol o programación de riegos aprobado, pudiendo ser un cuarto, medio o turno completo, debiendo ser el Juez de aguas el encargado directo de autorizar y llevar el control respectivo. Esta dotación de agua de riego extra, deberá ser abonada en dinero (el costo por “hora de riego extra” deberá ser aprobada previamente en Asamblea General de regantes), que ingresará como aporte a un fondo común del Comité de Riego, controlado por la Tesorera o Secretaria de Hacienda del Comité de Riego, dicho fondo común se utilizará con prioridad para el buen mantenimiento de la nueva infraestructura de riego o para algunas necesidades urgentes que determine el Comité de Riego.

3.1.4 Mantenimiento de los sub-sistemas de riego

Los principales aspectos a considerar para realizar el mantenimiento de los futuros sub-sistemas de riego serán:

✓ Se recomienda que los usuarios de riego previo acuerdo en Asamblea General determinen que cada usuario aporte en dinero una suma mensual fija para que se fortifique y se capitalice la nueva Asociación de Regantes con la finalidad de realizar principalmente un adecuado mantenimiento de la nueva infraestructura hidráulica, ya que una vez finalizada la ejecución de obras, los regantes se harán cargo de dicho mantenimiento.

✓ El dinero excedente del presupuesto programado para mantenimiento, se podrá incrementar poco a poco de manera de que en un futuro mediano, se pueda construir o adquirir un inmueble propio de la Asociación de regantes o adquirir equipos, material y maquinaria como un tractor, camión y otros, hasta lograr conformar por ejemplo una Cooperativa Agropecuaria propia de la Asociación de Regantes.

✓ Limpieza de todos los sedimentos acumulados en la obra de toma de H° C° a construirse, dichos sedimentos deberán ser evacuados a través de la compuerta de limpieza respectiva especialmente después de las avenidas y las veces que fuere necesario.

✓ Engrasado y pintado del sistema de compuertas ubicadas en la Obra de Toma, y en el desarenador, llaves de paso y todo accesorio metálico susceptible a la oxidación. En caso necesario deberá sustituirse los accesorios que estuvieren muy deteriorados por otros nuevos.

✓ Eliminación de basuras como palos, hojarascas y otros arrastrados por el río y acumulados en el desarenador las que ocasionan taponamientos en la regilla de la cámara de ingreso a las tuberías. Esta misma operación deberá realizarse en la Obra de Toma y en las demás obras de arte.

A excepción del primer punto, las demás recomendaciones deberán realizarse por lo menos 2 veces por año, y/o las veces que se requiera.

El presupuesto asignado para la operación y mantenimiento de este Sistema de Riego será en general el 1 % del costo total de la Infraestructura de riego.

3.1.5 Asistencia técnica y capacitación para la operación y mantenimiento

Este proyecto de riego deberá contar con una Entidad de Acompañamiento durante la fase de ejecución de obras, por lo que se plantea la necesidad de contratación de una Empresa con experiencia en riego para que cumpla la labor de Acompañamiento en coordinación con la Sub-Gobernación de la Provincia Arce, realizando algunos eventos de capacitación dirigido a los usuarios del sistema de riego en relación a las labores de distribución, operación y mantenimiento de su infraestructura de riego.

Los técnicos del servicio de acompañamiento deberán elaborar en coordinación y acuerdo con los regantes el “Manual de Operación y mantenimiento del Sistema de Riego” y los “Reglamentos y Normas del Comité de Riego”, que regirán la nueva Asociación de regantes una vez que haya concluido la ejecución de las obras de riego.

3.1.6 Programación de riego por surcos

La programación del riego es una metodología que permite determinar el nivel óptimo de riego a aplicar a los cultivos. Esta consiste en establecer la frecuencia (¿Cuándo regar?) y tiempo de riego (¿Cuánto regar?) de acuerdo a las condiciones edafoclimáticas del predio. Una apropiada programación del riego permite optimizar el uso del agua y maximizar la producción y calidad de los productos agrícolas.

Para programar el riego es esencial estimar tanto el agua que consumen los cultivos o su evapotranspiración y la cantidad de agua que puede almacenar el suelo explorado por las raíces del cultivo.

La programación del riego es entonces un procedimiento que permite establecer el momento oportuno del riego y cuánta agua aplicar a los cultivos.

En los métodos de riego gravitacionales, el suelo se utiliza como un estanque que almacena el agua que se aplica en cada riego. La capacidad de este estanque determina cuántos días pueden transcurrir entre un riego y otro.

3.1.6.1 Dosis o Lámina de riego

Se define a la dosis de riego como el volumen de agua óptimo que se aplica al suelo para compensar la evapotranspiración de la planta cuando su drenaje esta libremente asegurado.

La dosis de riego se denomina también como volumen de riego, lámina de riego o tasa de riego. La dosis no toma en cuenta el tiempo (m³/Ha, mm) refleja la cantidad de agua que puede almacenar en el suelo.

La práctica del riego consiste en aprovechar la capacidad retentiva del suelo para almacenar el agua en la zona radicular y compensar el agua evapotranspirada por las plantas, aplicado en condiciones de campo por un agricultor. En resumen podemos señalar que el volumen de aplicación o dosis de riego está en función de tres factores:

- ✓ La capacidad retentiva del suelo
- ✓ La profundidad radicular
- ✓ La eficiencia del riego

La capacidad retentiva del suelo se conoce también como agua aprovechable, viene a ser la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez permanente.

$$Pas = CC - PMP$$

También interviene en el cálculo de la dosis de riego parámetros físicos del suelo como la textura y la densidad aparente.

La densidad aparente se define como $Da = Pss \text{ (gr)} / Vc \text{ (cm}^3\text{)}$ donde Pss = peso del suelo seco y Vc = volumen de un cilindro conteniendo la muestra en estado natural.

La profundidad del riego tiene relación con la profundidad de las raíces y donde la mayor absorción de humedad radicular se produce es en las capas superficiales.

3.1.6.1.1 Dosis máxima de riego:

Tomando en cuenta las características del suelo y el desarrollo alcanzado por el sistema radicular del cultivo, la dosis máxima de riego puede calcularse por la siguiente expresión:

$$D_{\text{máx}} = 10^4 * H * Da * \frac{(Cc - Pmp)}{100}$$

Donde:

D_{max} (m³/Ha) = Dosis máxima de riego (m³/Ha)

H (m) = profundidad radicular de los cultivos (m)

D_a (gr/cm³) = Densidad aparente (gr/cm³)

CC (%) = Capacidad de campo (%)

Pmp (%) = Capacidad en Punto de marchitez permanente (%)

Como ejemplo de cálculo de la dosis máxima se toman los datos de los resultados del análisis de suelos de una de las muestras tomadas en una de las zonas de proyecto denominada Rejara Centro, para lo cual se tiene los siguientes datos:

CC = 21.93 (%) Capacidad de campo (Suelo saturado)

PM = 10 % Capacidad en Punto de marchitez (Suelo semihúmedo)

Pas = 11.93 % (capacidad retentiva del suelo)

D_a = 1.35 (gr/cm³) Densidad aparente

H = 0.4 (m) profundidad radicular

$D_{m\acute{a}x}$ = 644.22 (m³/Ha) = 64.4 (mm)

Para fines de riego y condiciones prácticas nunca se debe esperar que el suelo esté seco a nivel de punto de marchitamiento permanente, pues ello significaría que la planta ya estaría muerta, por lo cual se introduce en la anterior expresión un coeficiente de descenso tolerable de humedad para el cultivo, que obviamente varía de para cada especie. De ahí nace el nuevo concepto de dosis práctica de riego que se define de la siguiente manera.

3.1.6.1.2 Dosis práctica de riego “Dp”

La dosis práctica de riego también se define como “lamina neta de reposición” se calcula de la siguiente manera:

$$D_p = D_{max} * n$$

Donde:

D_p (m³/Ha) = Dosis práctica de riego

n = coeficiente de tolerancia de humedad del cultivo (tabla N°5 pag 20) Manual de ing de riego, n = 0.45 (papa) (cultivo de mayor demanda)

D_p = 287.85 (m³/Ha)

D_p = 287.85 (m³/Ha)/10 = 28.78 ≈ 29 (mm)

Lamina neta de reposición = 29 (mm)

Sin embargo en la realidad, siempre se producen pérdidas de agua por diversos factores en la aplicación por lo que se introduce el concepto de eficiencia de riego, quedando la anterior expresión corregida de la siguiente manera:

3.1.6.1.3 Dosis Real de riego “Dr”

$$Dr \left(\frac{m^3}{Ha} \right) = \frac{Dp \left(\frac{m^3}{Ha} \right)}{Ef_{aplicación}}$$

Donde:

Dr (m³/Ha): Dosis Real de Riego

Dp (m³/Ha) = Dosis práctica de riego

$Ef_{aplicación} = 0.4066$ (eficiencia de riego)

$Dr = 287.85 \text{ (m}^3/\text{Ha)} / 0.4066 = 707.9 \text{ (m}^3/\text{Ha)} = 70.79 \text{ (mm)}$

$Dr = 707.9 \text{ (m}^3/\text{Ha)} / 10 = 70.79 \text{ (mm)}$

3.1.6.2 Lámina neta diaria de demanda de riego

Esta lámina es resultado del balance hídrico no está afectado por las eficiencias, corresponde al mes de máxima demanda en este caso (Noviembre) con un requerimiento de riego neto de 96.39 (mm/mes), la demanda de riego diario se obtiene dividiendo el requerimiento neto mensual entre los días del correspondiente mes, de la siguiente manera.

Lamina neta de demanda de riego (mm/día) = Req. Riego (mm/mes) / N° (días/mes)

Lamina neta de demanda de riego = $96.39 \text{ (mm/mes)} / 30 = 3.21 \text{ (mm/día)}$

3.1.6.3 Frecuencia de riego

La frecuencia de riego permite estimar el número de días transcurridos entre dos riegos consecutivos. Se puede estimar a partir de la división, donde el dividendo es la capacidad de almacenamiento del suelo en lámina (mm) o en volumen (m³) y el divisor es la demanda diaria expresada en lámina (mm/día) o en volumen (m³/día), la frecuencia de riego se puede calcular a partir de los valores netos o brutos.

3.1.6.3.1 Frecuencia de riego a partir de lámina neta de reposición

$$FR \left(\frac{\text{días}}{\text{riego}} \right) = \frac{\text{Lamina Neta de reposicion} \left(\frac{\text{mm}}{\text{riego}} \right)}{\text{Demanda de riego diaria} \left(\frac{\text{mm}}{\text{dia}} \right)}$$

Donde:

Lámina Neta de reposición = 28.78 (mm/riego)

Demanda de riego diaria = 3.21 (mm/dia)

FR = 28.78 (mm/riego) / 3.21 (mm/dia) = 8.96 $\cong$ 9 (días/riego)

3.1.6.4 Dosis Neta de riego ajustada (lamina neta de reposición ajustada)

La dosis neta de riego ajustada también se define como “lámina neta de reposición ajustada” se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Lamina Neta de reposicion Ajustada} \left(\frac{\text{mm}}{\text{riego}} \right) = FR \left(\frac{\text{días}}{\text{riego}} \right) * \text{Demanda de riego} \left(\frac{\text{mm}}{\text{dia}} \right)$$

Lámina Neta ajustada = 9 (días/riego) * 3.21 (mm/dia) = 28.92 (mm/riego)

3.1.6.5 Dosis bruta de riego ajustada (lamina bruta de reposición ajustada)

La dosis bruta de riego ajustada también se define como “lámina bruta de reposición” a nivel de salida de estanque ubicada al final de la conducción principal se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Lamina bruta de reposicion Ajustada} \left(\frac{\text{mm}}{\text{riego}} \right) = \frac{\text{Lamina Neta de reposicion Ajustada} \left(\frac{\text{mm}}{\text{riego}} \right)}{Ef_{\text{conduc parcelaria}} * Ef_{\text{aplicacion}}}$$

Lamina bruta de reposición ajustada = 28.92 (mm/riego) / (0.82*0.58)

Lamina bruta de reposición ajustada = 60.80 (mm/riego)

3.1.6.6 Número de Riegos Mensuales

$$\text{Nº riegos por mes} \left(\frac{\text{riegos}}{\text{mes}} \right) = \frac{\text{Nº días del mes analizado} \left(\frac{\text{días}}{\text{mes}} \right)}{FR \left(\frac{\text{días}}{\text{riego}} \right)}$$

Donde:

Nº de días del mes = 30 (días/mes) Noviembre

Frecuencia de riego = 9 (días/riego)

N° de riegos mensuales = 30 (días/mes) / 9 (días/riego) = 3 riegos/mes

Por lo tanto el cultivo debe ser regado 3 veces en el mes de Noviembre.

3.1.6.7 Método de Riego

En el área de proyecto se utiliza el método de riego por surcos. Este método en comparación con los demás métodos superficiales ofrece una menor superficie abierta de agua, maximizando la utilización de las aguas y evitando las pérdidas por evaporación, alcanzándose una eficiencia de riego según el suelo de 55 a 65%, en nuestro caso asumimos la eficiencia de aplicación de 0.58. Además, el surco evita el contacto directo del vegetal (tallo o cuello) con el agua, previniendo el desarrollo de enfermedades fungosas.

3.1.6.7.1 Módulo de Aplicación

El módulo de aplicación o módulo de riego es el caudal manejable por el agricultor, depende del tipo de suelo, pendiente y método de riego utilizado. El módulo de riego debe ser pequeño y fácil de manejar, para el método de riego por surcos en el presente trabajo se fija el caudal mínimo de 10 l/s. por razones de operación asumiendo un gasto por surco de 1.0 (l/s/surco) que cumple los requisitos explicados a continuación.

3.1.6.7.2 Requisitos del gasto de aplicación por surco

En el surco el gasto se aplica en la cabecera y se desplaza hacia el final por la acción de la gravedad y la carga de agua. El gasto aplicado debe cumplir una serie de requisitos para evitar daños al terreno y lograr una alta eficiencia de aplicación los requisitos son los siguientes:

1er Requisito.- El gasto aplicado debe ser inferior al un valor máximo ($Q_{\text{máx}}$), denominado gasto máximo no erosivo, con esto se asegura que no produzca erosión en la superficie del terreno.

El gasto máximo no erosivo se obtiene por la vía experimental, el valor utilizado en el presente trabajo es el propuesto por Hamad Stringham (1979) y es la siguiente:

Caudal máximo no erosivo fórmula de Hamad y Stringham

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C}{S^a}$$

Donde:

c, a = Coeficientes experimentales dependen del tipo de suelo cuadro 3.1

S = Pendiente del surco, en %

Cuadro N° 3. 1 Valores de (c) y (a) para diferentes texturas

Textura	Coeficiente	
	c	a
Muy fina	0.892	0.937
Fina	0.988	0.55
Media	0.613	0.733
Gruesa	0.644	0.704
Muy Gruesa	0.665	0.548

Fuente: Hamad Stringham

Para:

c = 0.613, a = 0.733 (suelo de textura media)

S = 0.5 % (pendiente promedio de surco)

Q_{máx} = 1.02 (l/s/surco) Gasto máximo no erosivo

2do Requisito.- El gasto por surco debe circular sin producir desbordamiento. Para ello se calcula la profundidad de circulación del agua en el surco considerando la sección como triangular en la ecuación de Maning.

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

Donde:

Q = caudal por surco (m³/s)

A= área de la sección, en (m²)

n = coeficiente de rugosidad de Maning.

R= radio hidráulico, en (m)

S = pendiente del surco, en (m/m)

Cuadro N° 3. 2 Coeficiente de rugosidad (Manning), terrazas bandas y surcos

Definicion	n
Terrenos sin cultivar, lisos campos de citricos	0.04
Pequeños granos sembrados en hileras paralelas a la terraza	0.10
Alfalfa, pequeños granos sembrados al vuelo	0.15
Cultivos densos, pequeños granos en hileras que atraviesan la terraza	0.25

Fuente: Manual de Ingeniería de Riego

Como el espaciamiento entre surcos es $w = 0.8$ m para un talud de 1:1 el tirante máximo antes de desbordarse será $= T/2$, considerando un borde libre BL se tiene:

$$Y_{\max} = (W/2) \times Z - BL$$

$W = 0.8$ m (separación entre surcos)

$BL = 0.15$ (m) Borde libre (m)

$Z = 1$ talud del surco

$Y_{\max} = 0.25$ (m)

Se debe verificar la condición $Y_n < Y_{\max}$

Para verificar el segundo requisito de no desbordamiento se calcula el tirante del surco, para esto nos apoyamos en el software HCANALES

Datos:		
Caudal (Q):	0.001	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	1	
Rugosidad (n):	0.1	
Pendiente (S):	0.005	m/m

Resultados:		
Tirante normal (y):	0.1107	m
Area hidráulica (A):	0.0123	m ²
Espejo de agua (T):	0.2215	m
Número de Froude (F):	0.1106	
Tipo de flujo:	Subcrítico	
Perímetro (p):	0.3132	m
Radio hidráulico (R):	0.0392	m
Velocidad (v):	0.0815	m/s
Energía específica (E):	0.1111	m-Kg/Kg

Como: $Y_n = 0.11$ (m) $< Y_{\max} = 0.25$ (m) ;Cumple el gasto no se desbordara!

Con este análisis además se verifica la velocidad máxima no erosiva que se deberá encontrar en los rangos admisibles tabulados según el tipo de suelo, los valores admisibles de velocidad se presenta en los cuadros siguientes:

Cuadro N° 3. 3 Valores de velocidad máxima admisible en función de la textura del suelo.

Tipos de suelo	Rango de velocidades (m/s)
Ligeros:	0.04 a 0.10
Medios:	0.10 a 0.20
Pesados:	0.20 a 0.35

Fuente: Malin Matev (1976)

Cuadro N° 3. 4 Valores de velocidad máxima admisible en función de la textura del suelo.

Tipos de suelo	Rango de velocidades (m/s)
Arenoso:	0.08 a 0.10
Franco:	0.12 a 0.15
Arcilloso:	0.20 a 0.25

Fuente: Malin Matev (1976)

Velocidad del agua en el surco se puede determinar con la ec de Maning:

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

Donde:

V= velocidad del agua en (m/s)

n = coeficiente de rugosidad de Maning.

R= radio hidráulico, en (m)

S = pendiente del surco, en (m/m)

Según las velocidades admisibles del tipo de suelo asumido como Franco se verifica que la velocidad del surco de 0.08 (m/s) se encuentra dentro lo admisible.

3er Requisito.- El gasto por surco debe ser mayor a un caudal mínimo según la capacidad media de infiltración que está en función del tipo de suelo del surco

Cuadro N° 3. 5 Valores de capacidad de infiltración en surcos para diferentes tipos de suelo. Quackenbush et. al. (1957)

Tipos de suelo	Capacidad media de infiltración (l/s/m)
Textura Fina:	
Arcilla densa	Hasta 0.002
Arcilla limosa o arcilla	0.001 a 0.004
Barro arcilloso o barro limoso	0.002 a 0.004
Textura Media:	
Barro limoso o barro	0.002 a 0.006
Textura Moderadamente Gruesa:	
Barro arenoso fino o barro arenoso	0.003 a 0.020
Textura Gruesa:	
Arenosa limosa fina o arena limosa	0.010 a 0.030

Fuente: Diseño Riego por Surcos – Ernesto García – UAJMS - 1997

Gasto mínimo del surco “Qmín”

El gasto por surco debe ser mayor a un caudal mínimo, el gasto mínimo se calcula para evitar que el gasto se pierda por infiltración en el trayecto, el gasto mínimo se determina multiplicando la longitud del surco por la capacidad media de infiltración.

$$Q_{\text{mín}} = \text{Capacidad media de Infiltración (l/s/m)} \times \text{Longitud del surco (m)}$$

Capacidad media de Infiltración = 0.004 (l/s/m) (suelo de textura media)

Longitud del surco = 100 (m)

$$Q_{\text{mín}} = 0.004 \text{ (l/s/m)} \times 100 \text{ (m)} = 0.4 \text{ (l/s)}$$

El gasto mínimo también se encuentra limitado por las condiciones de campo además si la entrega a nivel de surco es con sifones el gasto mínimo está entre 0.25 y 0.30 l/s.

4to Requisito.- gasto por surco debe asegurar la mayor eficiencia de aplicación posible recordando que:

- ❖ Si el gasto es grande la velocidad también lo es y se disminuye el tiempo de avance lo cual resulta beneficioso hasta que se alcance el final del surco. A partir de este momento se comienza a producir pérdidas por escurrimiento.
- ❖ Por otro lado un gasto grande aumenta el perímetro mojado y con ello la infiltración. Esto obliga a surcos con mayores dimensiones.
- ❖ Si el gasto es pequeño aumenta el tiempo de avance pero las pérdidas por escurrimiento disminuyen.
- ❖ La combinación de un gasto inicial grande hasta alcanzar el final del surco y la reducción de éste durante el tiempo de oportunidad final, resulta una combinación muy adecuada para elevar la eficiencia de aplicación.

Verificación del caudal por surco

Para el gasto por surco adoptado de $Q_{\text{surco}} = 1.0$ (l/s/surco) verificamos que cumple los anteriores requisitos:

$$Q_{\text{máx}} > Q_d > Q_{\text{mín}}$$

$$1.02 > 1 > 0.4 \quad ; \text{cumple los requisitos!}$$

Por lo tanto si se cumple esta condición se calcula los tiempos de aplicación.

3.1.6.7.3 Número de surcos por tendida

A partir del módulo de riego de 10 l/s y un gasto por surco de 1.0 (l/s/surco) se obtiene el número de surcos paralelos a regar con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{Surcos por tendida} \left(\frac{\text{surcos}}{\text{tendida}} \right) = \frac{Q_{\text{modulo}} \left(\frac{1}{s} \right)}{Q_{\text{surco}} \left(\frac{1}{s * \text{Surco}} \right)}$$

$$N^{\circ} \text{surcos por tendida} = 10 \text{ (l/s)} / 1.0 \text{ (l/s/surco)} = 10 \text{ (surcos/tendida)}$$

Este número es razonable considerando que un solo agricultor operativamente puede manejar sin problema 10 surcos a la vez.

3.1.6.7.4 Número de surcos por hectarea

Para una hectárea tipo de las siguientes dimensiones se tiene:

$$W = 0.80 \text{ (m)} \text{ espaciamiento entre surcos}$$

Ancho = 100 (m) Ancho de la hectárea tipo

$$\text{N}^\circ \text{Surcos por hectarea } \left(\frac{\text{surcos}}{\text{Ha}} \right) = \frac{\text{Ancho Ha tipo(m)}}{\text{espaciamiento entre surcos w (m)}}$$

Nº de surcos por hectárea = 100 (m) / 0.80 (m) = 125 (surcos/Ha)

3.1.6.7.5 Número de tendida por hectarea

$$\text{N}^\circ \text{ tendidas por hectarea } \left(\frac{\text{tendidas}}{\text{Ha}} \right) = \frac{\text{N}^\circ \text{Surcos por hectarea } \left(\frac{\text{surcos}}{\text{Ha}} \right)}{\text{N}^\circ \text{Surcos por tendida } \left(\frac{\text{surcos}}{\text{tendida}} \right)}$$

Nº tendida por hectárea = 125(surcos/Ha) / 10 (surcos/tendida) = 12.5 (tendidas/Ha)

3.1.6.8 Tiempo de riego

3.1.6.8.1 Tiempo de riego por surco

El tiempo estimado en el que se debe aplicar el gasto, es el tiempo que se necesita para que la lámina neta se infiltre, más el tiempo necesario para que el gasto de riego alcance el extremo final del surco que se está regando.

Este tiempo se puede estimar a partir de la siguiente relación de volumen:

$$V(\text{m}^3) = A(\text{m}^2) \times Li(\text{m}); \quad A(\text{m}^2) = w(\text{m}) \times L(\text{m}); \quad V(\text{m}^3) = w(\text{m}) \times L(\text{m}) \times Li(\text{m});$$

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = V(\text{m}^3)/t(\text{s}) ; V(\text{m}^3) = Q(\text{m}^3/\text{s}) \times t(\text{s}),$$

Igualando $V = V$ se tiene: $Q \times t = w \times L \times Li$ despejando t :

$$\text{Duración del riego por surco } t(\text{hr}) = \frac{w(\text{m}) * L(\text{m}) * L_{\text{ajustada}}(\text{mm})}{Q \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3600}$$

Para:

$$Q (\text{l/s}) = 1.0 (\text{l/s}) \text{ Caudal por surco}$$

$$w(\text{m}) = 0.80 (\text{m}) \text{ ancho del surco}$$

$$L(\text{m}) = 100 (\text{m}) \text{ Largo del surco}$$

$$L_{\text{ajustada}} (\text{mm}) = 60.80 (\text{mm}) \text{ Dosis ajustada de riego (noviembre)}$$

$$t (\text{hr}) = 1.35 (\text{hr/surco}) \text{ tiempo de duración del riego en un surco}$$

3.1.6.8.2 Tiempo de riego por tendida

El tiempo estimado que se debe aplicar el gasto a un surco también es el tiempo de riego del módulo dado que se aplicará el riego paralelamente a 10 surcos a la vez.

Tiempo de riego por surco (hr/surco) = 1.35 (hr/tendida)

3.1.6.8.3 Tiempo de riego por hectarea

El tiempo de duracion de riego por hectárea se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{Tiempo de riego por hectarea} = N^{\circ} \left(\frac{\text{tendidas}}{\text{Ha}} \right) * N^{\circ} \left(\frac{\text{hr}}{\text{tendida}} \right)$$

Tiempo por Hectárea (hr/Ha) = 12.5 (tendidas/Ha) x 1.35 (hr/tendida) = 16.89 (hr/Ha)

3.1.6.8.4 Tiempo de riego de toda el area

$$\text{Duracion total (hr)} = N^{\circ} \left(\frac{\text{hr}}{\text{Ha}} \right) * \text{Area cultivada (Ha)}$$

Duracion total (hr) = 16.89 (hr/Ha) x 6.58 (Ha) = 111.1 (hr)

3.1.6.8.5 Tiempo de riego diario

Tiempo de riego por dia por lo general viene definido por la disponibilidad de mano de obra, no obstante se obtiene los valores de tiempo de riego diario considerando que el tiempo de riego total es igual al intervalo o frecuencia de riego.

$$\text{Duracion diaria} \left(\frac{\text{hr}}{\text{dia}} \right) = \frac{\text{Duracion total (hr)}}{\text{FR (dias)}}$$

Duracion diaria (hr/dia) = 111.1 (hr) / 9 (dias) = 12.35 (hr/dia)

3.1.6.9 Unidad de riego

Definiendo a la unidad de riego como la magnitud de área regada con el módulo de aplicación de 10 l/s. para la aplicación de una lámina bruta de 60.80 (mm) en el tiempo de aplicación por tendida de 1.35 (hr/tendida). El área del módulo se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{Area por tendida} \left(\frac{\text{Ha}}{\text{tendida}} \right) = N^{\circ} \left(\frac{\text{surcos}}{\text{tendida}} \right) * \frac{w(m) * L(m)}{10000}$$

Area por tendida = 10 (surcos/tendida)x0.80(m)x100(m)/10000 = 0.08 (Ha/tendida)

3.1.6.10 Volumen de aplicacion

3.1.6.10.1 Volumen de agua aplicado por dia

$$\text{Vol. de riego diario} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right) = \text{Duración diaria} \left(\frac{\text{hr}}{\text{dia}} \right) * Q \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3.6$$

Para:

Duración diaria (hr/día) = 12.35 (hr/día)

Q (l/s) = 10 (l/s) módulo de riego

$$\text{Vol. de riego diario} = 12.35 \left(\frac{\text{hr}}{\text{dia}} \right) * 10 \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3.6 = 444.52 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right)$$

3.1.6.10.2 Volumen de agua aplicado por riego de toda el área cultivada

El volumen aplicado por riego resulta de la multiplicacion del volume de riego diario por el tiempo de duración de riego en días, considerando que la frecuencia de riego o intervalo de riego es el tiempo entre aplicaciones de riego, la aplicación del riego de toda el area se realiza en este intervalo de días, asumiendo que la primera parcela regada el primer dia necesitara nuevamente el riego cuando se haya terminado de regar la ultima parcela, por lo tanto se toma a la frecuencia de riego como el tiempo de duración del riego en días.

$$\text{Vol. por riego} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{riego}} \right) = \text{F. R.} \left(\frac{\text{dias}}{\text{riego}} \right) * \text{Vol. de riego diario} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right)$$

Para:

F.R. (días/riego) = 9 (días/riego)

$$\text{Vol. por riego} = 9 \left(\frac{\text{dias}}{\text{riego}} \right) * 444.52 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right) = 4,000.70 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{riego}} \right)$$

3.1.6.10.3 Volumen de agua para riego aplicado por mes

$$\text{Vol. aplicado mes} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) = \text{Vol. por riego} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{riego}} \right) * \text{N}^\circ \text{ riegos mes} \left(\frac{\text{riegos}}{\text{mes}} \right)$$

Para:

Vol. por riego (m³/riego) = 4,000.70 (m³/riego)

N° riegos mensuales = 3.3 riegos/mes

$$\text{Vol. aplicado mes} = 4,000.70 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{riego}} \right) * 3.3 \left(\frac{\text{riegos}}{\text{mes}} \right) = 13,335.65 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right)$$

Otra forma de calcular el volumen entregado por mes es como sigue:

$$\text{Vol. aplicado mes} = \text{Vol. de riego diario} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right) * N^{\circ} \left(\frac{\text{dias}}{\text{mes}} \right)$$

$$\text{Vol. aplicado mes} = 444.52 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right) * 30 \left(\frac{\text{dias}}{\text{mes}} \right) = 13,335.65 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right)$$

Se debe aclarar que este volumen mensual es a nivel de salida del estanque, ubicada al final de la línea de conducción principal, para obtener el volumen mensual a nivel de toma este volumen de 13,335.65 m³/mes se divide entre la eficiencia de captación y conducción principal de la siguiente manera:

$$\text{Vol. aplicado a nivel de toma} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) = \frac{\text{Vol. aplicado a nivel de estanque} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right)}{Ef_{\text{captacion}} * Ef_{\text{conduc principal}}}$$

$$\text{Vol. aplicado a nivel de toma} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) = \frac{13,335.65 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right)}{0.90 * 0.95}$$

Vol. Aplicado a nivel de toma = 15,597.26 (m³/mes)

3.1.6.10.4 Verificación del volumen de riego mensual

Con los parámetros de riego calculados para la entrega de agua se puede verificar que el volumen de riego aplicado por mes deberá ser igual al volumen de demanda mensual “VDM”

$$\text{Vol. aplicado mes (m}^3/\text{mes)} = \text{VDM (m}^3/\text{mes)}$$

Volumen de demanda mensual “VDM”

Este volumen de agua para riego aplicado a toda el área de cultivo se puede calcular a partir del requerimiento de riego resultado del balance hídrico afectado por la eficiencia total del sistema, el cálculo como sigue a continuación.

$$\text{V. D. M. en toma} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) = \frac{\text{Req. Riego} \left(\frac{\text{mm}}{\text{mes}} \right) * 10}{Ef_{\text{total}}} * \text{Area}(\text{ha})$$

$$V. D. M. \text{ en toma} = \frac{96.39 \left(\frac{\text{mm}}{\text{mes}} \right) * 10}{0.4066} * 6.58(ha) = 15,597.26 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right)$$

$$VDM \text{ en toma (m}^3/\text{mes)} = 15,597.26 \text{ (m}^3/\text{mes)}$$

Con los valores anteriores debemos verificar que el volumen aplicado por mes a nivel de toma sea igual al volumen de demanda mensual en toma “VDM”

$$\text{Vol. aplicado mes (m}^3/\text{mes)} = \text{VDM (m}^3/\text{mes)}$$

$$15,597.26 \text{ (m}^3/\text{mes)} = 15,597.26 \text{ (m}^3/\text{mes)} \quad \text{¡Cumple!}$$

Por lo tanto para los parámetros calculados de la programación de riego como: frecuencia de riego, Dosis bruta ajustada, tiempo de aplicación por riego y volumen de aplicación por riego, se verifica que se puede entregar el volumen de demanda mensual de agua para riego.

En el anexo 6.2 se presenta las planillas de cálculo para los demás subsistemas.

3.1.6.11 Ensayos para ajustar el tiempo de aplicación del riego

En la práctica una vez establecido el sistema de riego se debera ajustar el tiempo de aplicación de riego aclarando que el tiempo de aplicación del riego es la suma del tiempo de infiltración más el tiempo de avance. Para el ajuste del tiempo de aplicación del riego se debe realizar pruebas de infiltración en las parcelas de cultivo, de estas pruebas se obtiene los datos de infiltración acumulada versus tiempo de infiltración a partir de estos resultados se puede encontrar la ecuación ajustada de infiltración del suelo en función del tiempo, con esta ecuación se calcula el tiempo de infiltración para una lamina de reposición calculada para cada cultivo.

Tiempo de aplicación “ta”

Es el tiempo que se debe estar suministrando el gasto de diseño al surco y representa la suma del tiempo de oportunidad mas el tiempo de avance.

$$ta = to + tav$$

El tiempo de oportunidad “to”

El tiempo de oportunidad al final del surco “to” se obtiene de la ecuación ajustada de infiltración acumulada versus tiempo para $I_{acum} = m$ (Lámina neta) se asegura que la lámina infiltrada al final es igual a la Norma o lámina parcial neta “m”

$$I_{acum} = A * t^B$$

De los resultados de la prueba de infiltración del suelo se obtiene la ecuación de ajuste de la infiltración acumulada “ I_{acum} ” versus tiempo, de la cual se obtiene los coeficientes de ajuste: A, B, y para una Lámina neta (mm) el tiempo de oportunidad de infiltración se la calcula con la ecuación siguiente:

$$t(\text{min}) = \left(\frac{\text{Infiltracion}_{acum}(\text{mm})}{A} \right)^{\frac{1}{B}}$$

El tiempo de avance “tav”

La determinación de las funciones de avance y de recesión se realiza a través de pruebas en el campo, sobre los surcos, con caudales pequeños hasta alcanzar el caudal máximo no erosivo.

Verificación de la lámina aplicada

Para conocer la lámina aplicada cuando está definido el caudal de entrada a la finca y el tiempo de duración del riego, la lamina puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$L_{aplicada}(\text{mm}) = \frac{Q \left(\frac{l}{s} \right) * 3600 * \text{Duracion del riego } t(\text{hr}) * w(m) * L(m)}{w(m) * L(m)}$$

Para:

$L_{aplicada}(\text{mm})$ = Lámina de agua aplicada (mm)

$Q (l/s)$ = Caudal por surco

$w(m)$ = ancho del surco

$L(m)$ = Largo del surco

Eficiencia de aplicación “Ea” en (%)

Una vez calculada la lámina aplicada se puede calcular la eficiencia de aplicación como la relación entre la Dosis práctica o lámina neta de reposición de riego y la

lámina total aplicada, con estos resultados se podrá establecer una nueva programación de riego para mejorar la eficiencia de aplicación y optimizar el riego.

$$Ea = \frac{Dp}{L_{aplicada}} * 100$$

3.1.7 Regulacion diaria

Se debe realizar la regulación diaria cuando los caudales minimos probabilístico de oferta son menores al caudal de riego (módulo de riego) o caudal de aplicación a nivel de parcela, verificandose previamente que la demanda diaria es menor o igual a la oferta diaria, la regulación diaria se materializa almacenando el volumen correspondiente al caudal deficitario, para asi entregar el caudal de aplicación o módulo de riego durante el tiempo de riego estimado para este gasto.

3.1.7.1 Cálculo del caudal deficitario

El caudal deficitario representa la diferencia que falta al caudal de oferta para poder llegar a entregar el módulo de riego o caudal de aplicación parcelaria de 10 l/s, por ejemplo para la sub-zona N°1 se tiene que el caudal minimo probabilístico de oferta del mes de máxima demanda (noviembre) a nivel de toma es de ($Q_{min\ toma} = 7.71$ l/s), considerando las eficiencias de captación y conducción principal, la oferta minima a nivel de estanque es de ($Q_{min\ estanque} = 6.59$ l/s), se observa que este ultimo es menor al modulo de riego de 10 l/s, por lo que la diferencia de 3.41 l/s será el caudal deficitario que define el volumen que se deberá almacenar, el cálculo es el siguiente:

$$Q_{min\ en\ estanque} = Q_{min\ en\ toma} / (E_{fcap} \times E_{f\ cond\ princ})$$

$$Q_{min\ en\ estanque} = 7.71\ (l/s) / (0.90 \times 0.95)$$

$$Q_{min\ en\ estanque} = 6.59\ l/s$$

Por lo tanto a nivel de estanque se tiene un caudal de oferta de 6.59 l/s, este caudal es menor al modulo de riego propuesto de ($Q_{modulo} = 10$ l/s) por lo tanto es necesario almacenar el volumen correspondiente al caudal deficitario “ ΔQ ” en (l/s).

$$\Delta Q = Q_{modulo} - Q_{min} = 3.41\ (l/s)$$

Para los demás meses se presenta en los cuadros siguientes:

Cuadro N° 3. 6 Caudal de oferta a nivel de estanque

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Qoferta toma (l/s)	3.36	2.48	2.22	1.76	4.23	7.71	7.71	7.71	7.71	7.71	7.71	6.43
Qoferta TNQ (l/s)	2.87	2.12	1.90	1.50	3.62	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	5.50

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 3. 7 Caudal deficitario “ ΔQ ”

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Qmódulo (l/s)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Qoferta TNQ (l/s)	2.87	2.12	1.90	1.50	3.62	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	5.50
ΔQ (l/s)	7.13	7.88	8.10	8.50	6.38	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	4.50

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.2 Cálculo del volumen mínimo que se debe almacenar

El volumen que se debe almacenar se puede calcular a partir del caudal deficitario para el tiempo de riego diario, en el siguiente cuadro se muestra los volúmenes de almacenamiento diarios necesarios para el subsistema N°1, calculados a partir de la ecuación siguiente:

$$\text{Vol para almacenar (m}^3\text{/dia)} = \Delta Q \text{ (l/s)} \times \text{Tiempo de riego estimado (hr/dia)} \times 3.6$$

Cuadro N° 3. 8 Volumen de agua para almacenar

Parametro	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
ΔQ (l/s)	7.13	7.88	8.10	8.50	6.38	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	4.50
T riego (hr/dia)	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	12.35	11.66	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53
Vol. (m3)	1.89	0.00	0.00	108.83	164.05	151.49	143.05	8.25	3.23	11.23	16.54	8.63

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en el mes de octubre se presenta el mayor volumen de almacenamiento de 164 m³ según el caudal deficitario a nivel de estanque de 6.38 (l/s), para el tiempo de riego diario calculado de 7.14 (hr/dia) y para la entrega del módulo de riego de 10 (l/s).

3.1.7.3 Dimensionamiento del estanque de almacenamiento

El dimensionado del estanque de almacenamiento se realiza para el volumen deficitario máximo considerando además las pérdidas por evaporación e infiltración asumidas como el 1% del volumen de almacenamiento, por lo tanto se tiene los siguientes datos de entrada para el dimensionamiento del estanque:

$$\text{Vol para almacenar (m}^3\text{)} = 164.05 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{Vol pérdidas (m}^3\text{)} = 0.01 \times 164.05 = 1.64 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{Vol para almacenar + perd (m}^3\text{)} = \text{Vol para almacenar (m}^3\text{)} + \text{Vol de perdidas (m}^3\text{)}$$

$$\text{Vol para almacenar (m}^3\text{)} = 164.05 \text{ (m}^3\text{)} + 1.64 \text{ (m}^3\text{)} = 165.69 \text{ (m}^3\text{)}$$

Considerando la implementación de estanque rectangulares de H^oC^o para el almacenamiento de agua asumimos las dimensiones de la base de ancho “A” y largo “B”, la altura se calcula a partir de la división del volumen para almacenar entre el area de la base “AxB” a esta altura se le incrementa el borde libre minimo de 0.15m la altura del muro será la suma de la altura de agua y la altura de borde libre

3.1.7.4 Capacidad del reservorio

$$\text{Cap (m}^3\text{)} = A*B*hw$$

Donde:

$$A(\text{m}) = 8.5\text{m (ancho del estanque)}$$

$$B(\text{m}) = 8.5\text{m (largo del estanque)}$$

$$h(\text{m}) = 2.45\text{m (altura de muro del estanque)}$$

$$B.L.(\text{m}) = 0.15\text{m (borde libre)}$$

$$hw(\text{m}) = 2.30\text{m (altura de agua)}$$

$$\text{Cap (m}^3\text{)} = 166.0 \text{ m}^3$$

Se debe verificar que la capacidad del estanque es mayor o igual al volumen deficitario

$$\text{Cap (m}^3\text{)} > \text{Valmacenar (m}^3\text{)}$$

$$166.0 \text{ m}^3 > 165.69 \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{¡Cumple!}$$

Como la capacidad del reservorio es mayor al volumen de almacenamiento diario necesario, se realiza el diseño estructural del estanque para esta capacidad.

3.1.7.5 Volumen de entrega diaria a nivel de parcela

$$\text{Vol. de entrega} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right) = \text{Duración diaria} \left(\frac{\text{hr}}{\text{dia}} \right) * Q_{\text{módulo}} \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3.6$$

Cuadro N° 3. 9 Volumen de entrega diaria

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
T riego (hr/dia)	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	12.35	11.66	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53
Qmod (l/s)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Vol de entrega (m3/dia)	2.66	0.00	0.00	128.11	257.00	444.52	419.76	24.22	9.48	32.96	48.52	19.18

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.6 Volumen de entrega diaria a nivel de parcela con caudal oferta en TNQ

$$\text{Vol con Qreal oferta (m3/dia)} = Q_{\text{oferta TNQ}} (\text{l/s}) * \text{Tiempo de riego (hr/dia)} * 3.6$$

Cuadro N° 3. 10 Volumen de entrega diaria con caudal directo

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
T riego (hr/dia)	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	12.35	11.66	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53
Q directo (l/s)	2.87	2.12	1.90	1.50	3.62	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	5.50
Vol de entrega (m3/dia)	0.76	0.00	0.00	19.28	92.95	293.03	276.71	15.97	6.25	21.73	31.99	10.54

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.7 Verificacion de Volumen de entrega diaria

$$\text{VOL de entrega (m3/dia)} = \text{Vol con Qreal oferta (m3/dia)} + \text{Vol almacenado (m3/dia)}$$

Cuadro N° 3. 11 Verificacion de entrega de volumen diario (m3/dia)

VOLUMEN	MES											
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Con oferta real	0.76	0.00	0.00	19.28	92.95	293.03	276.71	15.97	6.25	21.73	31.99	10.54
Almacenado	1.89	0.00	0.00	108.83	164.05	151.49	143.05	8.25	3.23	11.23	16.54	8.63
Vol de entrega	2.66	0.00	0.00	128.11	257.00	444.52	419.76	24.22	9.48	32.96	48.52	19.18

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.8 Tiempo de entrega diaria

$$\text{Tiempo de entrega diaria} \left(\frac{\text{hr}}{\text{dia}} \right) = \frac{\text{Volumen de entrega} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \right)}{Q_{\text{módulo}} \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3.6}$$

Cuadro N° 3. 12 Tiempo de entrega por día

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Q modulo (l/s)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Vol de entrega	2.66	0.00	0.00	128.11	257.00	444.52	419.76	24.22	9.48	32.96	48.52	19.18
T entrega (hr)	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	12.35	11.66	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.9 Tiempo de almacenado mínimo diario

$$\text{Tiempo de almacenamiento diario} \left(\frac{\text{hr}}{\text{día}} \right) = \frac{\text{Volumen almacenado} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right)}{\text{Q ingreso tnq} \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) * 3.6}$$

Cuadro N° 3. 13 Tiempo de almacenamiento diario

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Q ingreso tnq (l/s)	2.87	2.12	1.90	1.50	3.62	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	5.50
Vol de alm m3	1.89	0.00	0.00	108.83	164.05	151.49	143.05	8.25	3.23	11.23	16.54	8.63
T alm (hr)	0.18	0.00	0.00	20.09	12.60	6.38	6.03	0.35	0.14	0.47	0.70	0.44

Fuente: Elaboración propia

3.1.7.10 Tiempo de ciclo de riego diario

Tiempo de ciclo (hr/día)= T. de entrega diaria (hr/día) + T. de almacenado (hr/día)

Cuadro N° 3. 14 Tiempo de ciclo diario

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
T entrega (hr)	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	12.35	11.66	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53
T alm (hr)	0.18	0.00	0.00	20.09	12.60	6.38	6.03	0.35	0.14	0.47	0.70	0.44
T ciclo (hr)	0.26	0.00	0.00	23.65	19.74	18.73	17.69	1.02	0.40	1.39	2.04	0.97

Fuente: Elaboración propia

Nota: El tiempo de ciclo diario es igual al tiempo de entrega más el tiempo de almacenamiento para el riego diario, el tiempo de ciclo debe ser menor o igual a las 24 hr del día.

3.1.7.11 Caudal ficticio continuo (q)

Es el caudal que debe recibir la planta durante el mes, es otra forma de medir la dotación con el tiempo incluido. Se debe dividir la necesidad de riego por la cantidad de segundos de riego que tiene un mes. Es ficticio porque finalmente no se entrega de ese modo o al menos es muy difícil, y continuo porque expresa la demanda real y permanente del cultivo.

$$q \left(\frac{l}{s * Ha} \right) = \frac{\text{Demanda Bruta Riego } \left(\frac{m^3}{Ha} \right)}{N^{\circ} \left(\frac{días}{mes} \right) * t \left(\frac{hr}{día} \right) * 3.6}$$

Cuadro N° 3. 15 Caudal ficticio Continuo

mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Db (m3/Ha)	444.13	0.0	0.0	683.16	1,416.11	2,370.4	2,174.19	125.45	147.88	632.38	2,026.79	1,655.59
T ciclo (hr/día)	0.26	0.00	0.00	23.65	19.74	18.73	17.69	1.02	0.40	1.39	2.04	0.97
q (l/s/Ha)	16.00			0.27	0.64	1.17	1.10	1.10	3.67	4.08	9.18	15.31

Fuente: Elaboración propia

Como ejemplo para la zona N°1 según el balance hídrico presenta la máxima demanda en el mes de Noviembre con un requerimiento bruto de 2,370.40 m3/Ha, si consideramos la suma de las horas de riego por día de 12.35 (hr/día) y las horas de almacenamiento por día de 6.38 (hr/día) se tiene un tiempo de ciclo de 18.73 (hr/día) durante los 30 días del mes de máxima demanda aplicando la anterior expresión se obtiene un caudal ficticio continuo de 1.17 lt/seg/Ha.

3.1.8 Caudal en toma

Este caudal representa el que se debe captar a nivel de toma según el caudal ficticio para el area cultivada en el mes analizado.

$$\text{Caudal en cabecera } \left(\frac{l}{s} \right) = q \left(\frac{l}{s * Ha} \right) * \text{Area cultivada (Ha)}$$

Cuadro N° 3. 16 Caudal a nivel de toma

mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
q (l/s/Ha)	16.00			0.27	0.64	1.17	1.10	1.10	3.67	4.08	9.18	15.31
Area total (Ha)	0.21	0.00	0.00	6.58	6.58	6.58	7.00	7.00	2.10	1.89	0.84	0.42
Qtoma (l/s)	3.36	0.00	0.00	1.76	4.23	7.71	7.71	7.71	7.71	7.71	7.71	6.43

Fuente: Elaboración propia

Para establecer el caudal que se usara para el diseño de las obras hidráulicas del sistema, se multiplica el caudal ficticio por 6.58 hectáreas que es la superficie de riego estimada en la zona N°1, lo que nos da un valor de 7.71 lt/seg.

Por lo tanto a partir de la toma hasta el estanque de almacenamiento el caudal de diseño será de 7.71 (l/s), a partir del estanque donde se almacena para la entrega a las parcelas el caudal de diseño será de 10 (l/s).

3.1.9 Ajuste a la duracion de riego y el modulo de aplicación

Los datos de entrada para el ajuste son los caudales de oferta a nivel de estanque y la demanda bruta a nivel de cabecera de parcela, para el subsistema uno se tiene:

Datos	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Qoferta en TNQ (l/s)=	2.87	2.12	1.90	1.50	3.62	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	5.50
Demanda. Bruta cab parcela (m3/dia)	2.66	0.00	0.00	128.11	257.00	444.52	419.76	24.22	9.48	32.96	48.52	19.18

a) Volumen de almacenamiento reformulado

El volumen de almacenamiento en los demás meses según el volumen de almacenamiento del estanque disponible será según la siguiente lógica:

$Valm2 \text{ (m3/día)} = \text{Si } V_{\text{demanda cab par}} > Vol_{\text{tnq}} \text{ entonces } Valm2 = Valm1$

Donde:

$Valm2 \text{ (m3/día)}$: es el volumen de almacenamiento ajustado.

$Valm1 \text{ (m3/día)}$: es el volumen de almacenamiento calculado inicialmente

$V_{\text{demanda cab par}}$: es el volumen de demanda en cabecera de parcela.

Vol_{tnq} : es el volumen de estanque disponible para almacenamiento.

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Vol para almacenar Valm2 (m3/dia)	1.89	0.00	0.00	108.83	164.05	164.05	164.05	8.25	3.23	11.23	16.54	8.63

b) El volumen de entrega directa será:

$$\text{Vol entrega directa} = \text{Vdemanda cab par} - \text{Valm2} = (\text{m}^3/\text{día})$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Vol entrega directa m³/día	0.76	0.00	0.00	19.28	92.95	280.47	255.71	15.97	6.25	21.73	31.99	10.54

c) El tiempo de riego ajustado será

$$\text{Tiempo de riego ajustado (hr/día)} = \text{Vol entrega directa (m}^3/\text{día)} / (\text{Qoferta en tnq (l/s)} \times 3.6)$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Tiempo de riego ajustado (hr/día) =	0.07	0.00	0.00	3.56	7.14	11.82	10.78	0.67	0.26	0.92	1.35	0.53

d) Calculamos el tiempo de almacenamiento:

$$\text{Tiempo de almacenamiento (hr/día)} = \text{Vol para almacenar Valm2 (m}^3/\text{día)} / (\text{Qoferta en tnq (l/s)} \times 3.6)$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
tiempo de almacenamiento (hr/día) =	0.18	0.00	0.00	20.09	12.60	6.91	6.91	0.35	0.14	0.47	0.70	0.44

e) Calculamos el tiempo de ciclo

$$\text{Tiempo de ciclo (hr/día)} = \text{tiempo de riego ajustado (hr/día)} + \text{tiempo de almacenado (hr/día)}$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Tiempo de ciclo (hr/día)=	0.26	0.00	0.00	23.65	19.74	18.73	17.69	1.02	0.40	1.39	2.04	0.97

f) Calculamos el caudal almacenado disponible para el tiempo de riego

$$\Delta Q_{alm} \text{ (l/s)} = \text{Vol almacenado (m}^3/\text{día)} / \text{Tiempo de riego (hr/día)}$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Δ Qmax (l/s) =	7.13			8.50	6.38	3.86	4.23	3.41	3.41	3.41	3.41	4.50

g) Calculamos el caudal modulo

$$Q_{modulo} \text{ (l/s)} = \text{Qoferta en TNQ (l/s)} + \Delta Q \text{ almacenado (l/s)}$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Qmodulo (l/s) =	10.00			10.00	10.00	10.45	10.82	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

h) Verificamos el volumen entregado con el caudal y tiempo ajustado

$$\text{Vol entregado (m}^3/\text{día)} = Q_{modulo} \text{ (l/s)} \times \text{Tiempo de riego ajustado (hr/día)} \times 3.6$$

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Vol entregado m³	2.66	0.00	0.00	128.11	257.00	444.52	419.76	24.22	9.48	32.96	48.52	19.18

3.2 DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE RIEGO INCREMENTAL

Para el cálculo del balance hídrico y la determinación del área de riego incremental, se ha utilizado las planillas de cálculo ABRO (Área Bajo Riego Óptimo), el mismo que ha sido desarrollado, publicado y difundido por el Componente de Asistencia Técnica del Programa Nacional de Riegos (CAT – PRONAR). Para lo cual se introdujeron diferentes datos como: temperatura, precipitación, los cultivos y sus fechas de siembra, las eficiencias de captación, conducción, distribución y aplicación; la capacidad máxima de la tubería de conducción, el área regable y la oferta de agua mensual.

El área de riego incremental en la planilla es la diferencia de áreas óptimas regadas en las situaciones sin proyecto y con proyecto, para el cálculo de las áreas óptimas regadas en cada situación se emplea el factor del BRO, es un factor de área el cual resulta de la división de la oferta que corresponde al mes de máxima demanda entre la demanda máxima mensual, si este factor resulta menor a uno significa que no se puede regar toda el área propuesta, por lo tanto si multiplicamos este factor de área por las áreas propuestas en inicio y las sumamos obtenemos el área óptima regada.

Previo a la introducción de los anteriores datos, se debe determinar el calendario de cultivos en la situación “sin proyecto” y “con proyecto”. En los siguientes incisos se detallan los pasos principales para determinar el área de riego incremental.

3.2.1 Oferta mensual de agua con proyecto

3.2.1.1 Caudales medios

En el (Cuadro N° 2.5), se presentan los caudales probabilísticos mínimos mensuales estimados para las microcuencas del río Rejará para riesgo $r = 50\%$ y vida útil $N = 20$ Años. El detalle de los cálculos se presenta en el Anexo 4.

3.2.1.2 Eficiencia de riego

Con el cálculo de la eficiencia de riego, se pretende conocer las pérdidas que se tienen en el sistema de riego, considerando la obra de toma, conducción principal, canales de distribución parcelaria y en la aplicación del agua a los cultivos. Para el

cálculo de la Eficiencia Total o Eficiencia del Sistema de Riego, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Ef_{total} = (Ef_{cap}) \times (Ef_{cond. principal}) \times (Ef_{cond parcelaria}) \times (Ef_{aplic})$$

Donde:

Ef_{total} : Eficiencia total del sistema de riego

Ef_{cap} : Eficiencia de captación

$Ef_{cond. principal}$: Eficiencia de conducción principal

$Ef_{cond parcelaria}$: Eficiencia de conducción parcelaria

Ef_{aplic} : Eficiencia de aplicación

Las anteriores eficiencias en la situación actual (sin proyecto), han sido estimadas en base a la inspección de campo realizada, a la bibliografía especializada consultada.

En la situación futura (con proyecto), las eficiencias de captación y conducción principal son incrementadas notablemente, esto debido a la construcción de las Obras de Toma con H^oC^o y a la conducción principal con tubería PVC. Las eficiencias de conducción parcelaria y de aplicación, son poco alteradas debido a que una vez implementado el sistema de riego se prevee un manejo adecuado en la distribución y aplicación del agua de riego.

Las eficiencias empleadas en el balance hídrico se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 3. 17 Eficiencias del Sistema de Riego “sin y con proyecto”

Concepto	Eficiencias	
	Sin proyecto	Con proyecto
Efic. de captación	0,75	0,90
Efic. de conducción principal	0,75	0,95
Efic. de conduc. Parcelaria	0,65	0,82
Efic. de aplicación	0,55	0,58
Efic. total	0,201	0,407

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro anterior se deduce que en la situación sin proyecto, de cada 100 unidades de volumen sólo 20.1 unidades se encuentran disponibles para los cultivos, mientras en la situación con proyecto, esta situación mejora, llegando a estar disponible para los cultivos 40.7 unidades de volumen de cada 100.

3.2.1.3 Disponibilidad de agua

La fuente de los caudales disponibles a nivel de toma de cada sub-sistema proviene de las micro-cuencas del río Rejará, a nivel de toma se ha realizado la estimación de los caudales mínimos de cada micro-cuenca para la oferta mensual por sub sistema, la memoria de cálculo se presentan en el (Anexo 4) y el resumen de caudales mínimos estimados para cada sub sistema se presentan en el (cuadro 2.5).

Para la entrega de agua y un manejo de riego adecuado a nivel cabecera de riego de las parcela se considera y recomienda que como minimo se debe entregar un caudal manejable de 10 l/s por lo tanto se realizará la regulación diaria de agua para riego en las micro-cuencas que no oferten este caudal minimo realizando el almacenamiento en estanques de H²O para que se pueda entregar el caudal mínimo de 10 l/s a nivel de cabecera de riego de las parcelas.

3.2.1.4 Caudales ecológicos

Al no existir regulación de la cuenca con proyecto no se afectará al caudal ecológico natural, debido a que las obras de toma de las microcuencas se encuentran en zonas donde aguas abajo de las mismas existen pequeñas vertientes que permiten el paso del caudal ecológico, se aclara también que a nivel de cuenca del río Rejará existen más microcuencas en las que existe caudal que no es captado por estar en zonas lejanas de las areas de cultivo, en tal sentido se capta solamente el 41% del caudal mínimo total disponible en la cuenca del rio Rejara, el restante 59% fluye hacia el río Camacho.

3.2.2 Demanda de agua para riego

Para poder determinar la demanda de agua para riego es necesario realizar el balance hídrico, la demanda de los cultivos se define en base a parametros climatológicos y periodos agrícolas. En ese sentido para conocer la demanda de agua de los cultivos en principio se debe definir la cedula y calendario de cultivo, se estiman los parametros evapotranspiración potencial, evapotranspiración de cultivo, la precipitación efectiva. En base a estos parámetros se estima los requerimientos de riego por hectárea a nivel de parcela, estos requerimientos son afectados por las eficiencias de captación, conducción, distribución parcelaria y eficiencia de

aplicación, para conocer el caudal necesario o demanda de agua para riego que debe ser captado o en su caso almacenado, conociendo las áreas de cultivo de cada subsistema se conoce la demanda consolidada de agua para riego de cada una ellas, la suma de las demandas parciales constituye la demanda total.

En ese sentido para conocer la demanda de agua de los cultivos se procede en principio a definir la cédula y calendario de cultivo en la situación Con Proyecto como sigue a continuación.

3.2.2.1 Cédula de cultivos:

El actual uso de la tierra está adecuado a los patrones culturales y tradicionales. Las condiciones de clima y suelos permiten lograr un desarrollo normal de los diferentes cultivos y un mejoramiento substancial con el establecimiento del proyecto.

Con la participación de los agricultores beneficiarios del proyecto de riego, se llegó a establecer los cultivos para los diferentes periodos en el año agrícola, obteniendo el modelo de finca para una hectárea tipo.

Esta cédula de cultivos se contabilizó con la tenencia de la tierra, oferta de agua de las micro-cuencas y la futura operación del sistema de riego. Así también fue importante tomar en cuenta las prácticas de rotación de cultivos y el uso sostenible del suelo.

Actualmente en el área del proyecto se cuenta con cultivos como: papa (semilla), papaliza, oca, arveja, cebada, trigo, haba, maíz.

Considerando estos aspectos, la cédula de cultivos propuesta para el presente proyecto, tiene como base la misma que se presenta actualmente con el aumento de área de cultivo de Papa semilla, además de la inclusión de Ajo como segundo cultivo de mejor rentabilidad.

El plan agrícola futuro está sustentado por el plan actual de cultivos bajo riego y a secano, con pocas variaciones, se mantendrá las mismas modalidades de producción agrícola en las diferentes épocas de siembra y cosecha (Calendario de Cultivos), tomando en cuenta que los agricultores de la zona tienen la suficiente capacidad y habilidad para el manejo de estos cultivos y que, en un futuro próximo se contará con

subsistema de riego permanente y sin interferencias, lo cual permitirá garantizar el incremento de la superficie cultivable a ser incorporada al riego.

Como fruto de la implementación de subsistemas de riego, se garantizará un aumento en el rendimiento de los cultivos, debido a la mayor disponibilidad de agua para un riego permanente y como consecuencia de una mejora en la tecnología de manejo de los mismos, también permitirá a los agricultores tener confianza para invertir mayor capital en la compra de semillas certificadas y la aplicación de los agroquímicos necesarios para una buena fertilización y el control de plagas y enfermedades.

Condiciones estrictamente económicas que no afectan los criterios agrotécnicos pueden llevar posteriormente a modificar el modelo de los cultivos propuesto, incorporando uno o más cultivos nuevos o variando las superficies de cada uno de los cultivos.

De acuerdo a las condiciones agro-climáticas en el periodo de cultivos se efectuará solo una producción por año, la siembra comienza al finalizar el invierno en la que se encuentra la mayoría de los cultivos a excepción de la cebada y el trigo los cuales se siembran al inicio del verano, la cosecha empieza con la papa al finalizar el mes de enero y culmina con el trigo al comienzo del invierno.

Debido a la dispersión de las zonas de cultivo y considerando que cada zona tiene su propia toma, es conveniente realizar el cálculo de la demanda de agua para cada subzona, para fines de cálculo se ha realizado el análisis considerando la misma cédula de cultivos para cada subzona, así al final del análisis particular de cada subzona se podrá sumar las mismas y obtener una cedula de cultivo con proyecto general.

En los siguientes cuadros se muestra la cédula de cultivos propuesta para estimar la demanda de agua en cada subzona del presente proyecto:

Cuadro N° 3. 18 Cédula de Cultivos Con Proyecto

Cultivos	Area cultivada	
	Has	%
Papa (S.G.)	38.89	70,0
Papaliza	2.22	4,0
Oca	1.67	3,0
Arveja (seca)	1.11	2,0
Cebada (grano)	1.67	3,0
Trigo	1.67	3,0
Haba (seca)	3.33	6,0
Maiz (grano)	1.67	3,0
Ajo (tardía)	3.33	6,0
Total	55.55	100

Fuente: (encuesta comunal 2011) Elaboración propia

3.2.2.2 Calendario de Cultivos Con Proyecto

El Calendario de cultivos para el presente proyecto, tomará como base el calendario actual de cultivos existentes, lo cual significa que el periodo de siembra, comprende los meses de Septiembre y Diciembre, la cosecha comienza desde el mes de enero con la papa finaliza con el trigo en el mes de junio, los cultivos de las primeras siembras son: papa, papaliza, oca, arveja, haba, maíz, ajo. Los cultivos sembrados en Diciembre son: cebada y trigo, por ser éstos los más resistentes a las heladas.

Cuadro N° 3. 19 Calendario de Cultivos (Con Proyecto)

Cultivos	Invierno			Primavera			Verano			Otoño		
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Papa (S.G.)				S				C				
Papaliza				S						C		
Oca				S					C			
Arveja (seca)				S				C				
Cebada (grano)							S					C
Trigo	C						S					
Haba (seca)				S				C				
Maiz (grano)				S						C		
Ajo (tardía)				S						C		

Fuente: (encuesta comunal 2011) Elaboración: propia s = siembra, c = cosecha

Cuadro N° 3. 20 Área cultivada según calendario de cultivos Con Proyecto en (ha)

Cultivos	Invierno			Primavera			Verano			Otoño		
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Mav
Papa (precoz)				38.89	38.89	38.89	38.89	38.89				
Papaliza				2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22		
Oca				1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67			
Arveja (verde)				1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11		
Cebada (grano)							1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
Trigo (grano)	1.67						1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
Haba (verde)				3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	
Maiz (grano)				1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67		
Ajo (tardia)				3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33		
Total Has. Cultivadas	1.67			52.22	52.22	52.22	55.55	55.55	16.67	15.00	6.67	3.33
Terreno en Descanso (has.)	53.88	55.55	55.55	3.33	3.33	3.33			38.89	40.55	48.88	52.22
Total área cultivable (has)	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55	55.55

Fuente: (encuesta comunal 2011) Elaboración: propia

3.2.2.3 Evapotranspiración potencial (ETP)

Para poder determinar el riego es necesario conocer la cantidad de agua que necesita el cultivo, una forma de conocerla es a través de la evapotranspiración, que considera el agua utilizada por concepto de evaporación desde la superficie del suelo, como por la transpiración de los cultivos.

La ETP se ha determinado por el método de **Blaney Criddle** simplificado, que requiere de la temperatura media y el porcentaje de iluminación mensual como variables climáticas, se elige este método debido a la poca disponibilidad de información climática del área de estudio se ha considerado la información del estudio Hidrológico de la cuenca Camacho para la estimación de temperaturas medias, debido a que la estación de Rejará no es una estación termométrica.

El método Blaney Criddle simplificado calcula la evapotranspiración como sigue:

$$ETP = (8.12 + 0.457 \cdot T) \cdot P$$

Donde:

ETP = evapotranspiración potencial, en (mm/mes)

T = temperatura media mensual, en (°C)

P = porcentaje mensual de horas de luz solar durante el año, para 22.02 de latitud Sur.

Los valores de P es determinada por interpolacion de la tabla siguiente.

Cuadro N° 3. 21 Factores de corrección por latitud

Latitud	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
22	7.3	7.76	8.03	8.13	8.86	8.9	9.38	9.36	8.12	8.58	7.89	7.74
24	7.24	7.58	7.99	8.12	8.89	8.96	9.47	9.44	8.17	8.59	7.87	7.6
22.02	7.30	7.76	8.03	8.13	8.86	8.90	9.38	9.36	8.12	8.58	7.89	7.74

Fuente: Manual de Ingeniería de Riego

El procedimiento de cálculo y los resultados de la ETP se detallan en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 3. 22 Cálculo de la evapotranspiración potencial
Método Blaney Criddle simplificado

Meses	Temperatura (°C)	% Horas de luz (p)	ETP mm/mes	N° Días	ETP mm/día
Junio	9,34	7,30	90,43	30	3,01
Julio	9,19	7,76	95,58	31	3,08
Agosto	10,15	8,03	102,45	31	3,30
Septiembre	13,4	8,13	115,80	30	3,86
Octubre	15,68	8,86	135,44	31	4,37
Noviembre	16,78	8,90	140,53	30	4,68
Diciembre	17,02	9,38	149,14	31	4,81
Enero	16,28	9,36	145,65	31	4,70
Febrero	16,26	8,12	126,28	28	4,51
Marzo	16,45	8,58	134,17	31	4,33
Abril	15,22	7,89	118,94	30	3,96
Mayo	12,24	7,74	106,13	31	3,42
Media	14.00				

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.4 Coeficiente de cultivo (Kc)

Los valores de coeficientes de cultivo utilizados para el cálculo de la evapotranspiración real (ETR) corresponden a valores determinados por la FAO y ajustados a las condiciones climáticas de la region por el CAT PRONAR (Programa Nacional de Riego). Ver valores de Kc en Anexo 3

3.2.2.5 Evapotranspiración Real (ETR)

La Evapotranspiración Real (ETR), definido como la cantidad de agua realmente consumida por un determinado cultivo durante el periodo de su ciclo biológico. El

cálculo resulta del producto de la Evapotranspiración Potencial (ETP) y el Coeficiente de Cultivo (Kc.), resultados en (anexo 6), la relación es la siguiente:

$$ETR = Kc * ETP$$

Donde:

ETR = Evapotranspiración Real de cultivo, en mm/mes

Kc = Coeficiente de cultivo (-)

ETP = Evapotranspiración potencial de referencia de los cultivos, en mm/mes

3.2.2.6 Precipitación efectiva (Pe)

Definiendo previamente a la precipitación efectiva como una “Parte de la lluvia que penetra en el suelo a la altura de la zona radicular y que contribuye a satisfacer las necesidades de agua del cultivo”. La precipitación efectiva se determinó aplicando el método de Weibull (Necesidades de Agua de los Cultivos – FAO – Vol.24).

La relación que utiliza este método es la siguiente:

$$Pe = Fa * 0.80$$

Donde:

Pe: es la precipitación efectiva (mm)

Fa: es la precipitación confiable la 75% de probabilidad de ocurrencia

En los cuadros siguientes se tiene los resultados del cálculo de la precipitación confiable “Fa” y la precipitación efectiva “Pe”, calculados a partir de precipitaciones medias mensuales de la estación de Rejará ver (Anexo 3).

Cuadro N° 3. 23 Precipitaciones confiables al 75% de probabilidad de ocurrencia

Mes	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.
Fa (75%)	14.85	46.35	109.25	150.70	151.40	107.95	16.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 3. 24 Precipitaciones Efectivas al 75% de probabilidad de ocurrencia

Mes	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.
Pe	11.88	37.08	87.4	120.56	121.12	86.36	12.92	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.7 Requerimiento de riego de los cultivos a nivel de parcela

El requerimiento de riego, será el valor que nos indique la cantidad de agua que habrá que aplicarse a un cultivo. El requerimiento de riego neto mensual para cada uno de los cultivos resulta del balance hídrico con la siguiente expresión:

$$\text{Req. Riego (mm.)} = \text{ETR} - \text{Pe}$$

Donde:

Req. Riego (mm/mes): es el requerimiento de riego mensual

ETR: Es la evapotranspiración real o de cultivo en (mm/mes)

Pe: es la precipitación efectiva, en (mm/mes)

En esta operación se verifica si existe déficit hídrico cuando $\text{Pe} < \text{Etc}$

Si: $\text{Pe} > \text{Etc}$, (exceso de humedad) Requerimiento de riego = 0

Si: $\text{Pe} < \text{Etc}$, (déficit hídrico) Requerimiento de riego = $(\text{Etc} - \text{Pe}) > 0$

El cálculo del requerimiento de agua para riego, se realizó aplicando las planillas ABRO (área bajo riego óptimo) propuesta por el PRONAR (Programa Nacional de Riego). Ver Anexo N° 6 (Balance hídrico) B.H. para cada subsistema.

Cuadro N° 3. 25 Demanda de Riego neto para una hectárea tipo

Mes	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
Días	30	31	31	30	31	30	31	31	28	31	30	31
Req. Riego	18.06	0.00	0.00	27.78	57.58	96.39	88.41	5.10	6.01	25.72	82.42	67.32

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.8 Demanda bruta de agua para riego (Db)

En la práctica todos los sistemas de riego en su operación presentan pérdidas de agua en la captación, conducción y aplicación, por lo tanto es de rigor introducir un factor de eficiencia de riego para estimar las demandas brutas de agua para riego.

La demanda bruta de agua para riego puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\text{Demanda bruta Db} \left(\frac{\text{mm}}{\text{mes}} \right) = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Req Neto}_i \left(\frac{\text{mm}}{\text{mes}} \right)}{\text{Ef}_{\text{total}}}$$

Donde:

Db = Demanda Bruta, en mm/mes

$\Sigma \text{Req Neto (mm/mes)}$ = Requerimiento de riego o Demanda neta (mm/mes)

Eftotal = 0,407 Eficiencia total del sistema de riego

A continuación se presenta los cuadros donde se puede apreciar las demandas de riego (mm) para una hectárea tipo, y las demandas totales de cada subsistema.

Además se muestra la representación gráfica del balance hídrico.

Cuadro N° 3. 26 Demanda bruta de Riego para una hectárea tipo

Demanda de riego para una hectárea tipo												
Unidad	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May
(mm.)	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00
(m3/ha)	44.41	0.00	0.00	68.32	141.61	237.04	217.42	12.54	14.79	63.24	202.68	165.56
	444.13	0.00	0.00	683.16	1416.11	2370.40	2174.19	125.45	147.88	632.38	2026.79	1655.59

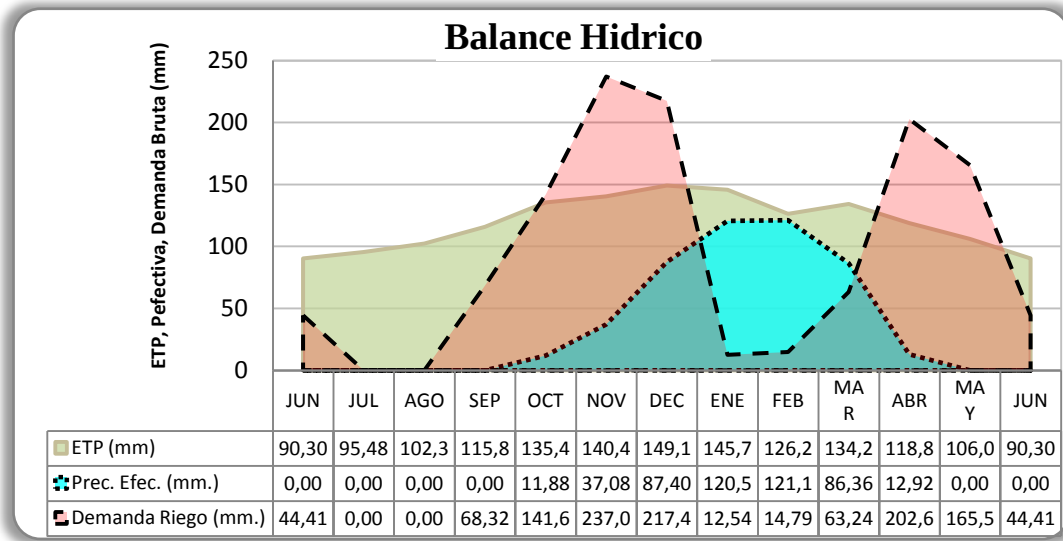
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 3. 27 Demanda de Riego por sub-sistema

Sub Zona	Demanda de agua para Riego (m3/mes)												Total
	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	
Z1	93.27	0.00	0.00	4,495.16	9,318.00	15,597.26	15,219.35	878.12	310.56	1,195.21	1,702.50	695.35	49,504.77
Z2	86.61	0.00	0.00	4,174.08	8,652.43	14,483.17	14,132.25	815.40	288.37	1,109.83	1,580.90	645.68	45,968.72
Z3	77.28	0.00	0.00	3,724.56	7,720.63	12,923.44	12,610.32	727.59	257.32	990.31	1,410.65	576.15	41,018.24
Z4	59.96	0.00	0.00	2,889.75	5,990.14	10,026.81	9,783.87	564.51	199.64	768.35	1,094.47	447.01	31,824.50
Z5	42.64	0.00	0.00	2,054.93	4,259.66	7,130.17	6,957.42	401.43	141.97	546.38	778.29	317.87	22,630.75
Z6	53.30	0.00	0.00	2,568.66	5,324.57	8,912.72	8,696.77	501.78	177.46	682.98	972.86	397.34	28,288.44
Z7	39.97	0.00	0.00	1,926.50	3,993.43	6,684.54	6,522.58	376.34	133.10	512.23	729.64	298.01	21,216.33
Z8	78.61	0.00	0.00	3,788.78	7,853.74	13,146.26	12,827.74	740.13	261.75	1,007.39	1,434.97	586.08	41,725.45
Z9	89.94	0.00	0.00	4,334.62	8,985.22	15,040.21	14,675.80	846.76	299.46	1,152.52	1,641.70	670.52	47,736.74
Z10	48.37	0.00	0.00	2,331.06	4,832.05	8,088.29	7,892.32	455.37	161.05	619.80	882.87	360.59	25,671.76
Z11	70.22	0.00	0.00	3,384.21	7,015.12	11,742.51	11,457.99	661.10	233.80	899.82	1,281.74	523.50	37,270.02
Total	740.14	0.00	0.00	35,672.31	73,945.00	123,775.36	120,776.39	6,968.54	2,464.48	9,484.82	13,510.58	5,518.09	392,855.73

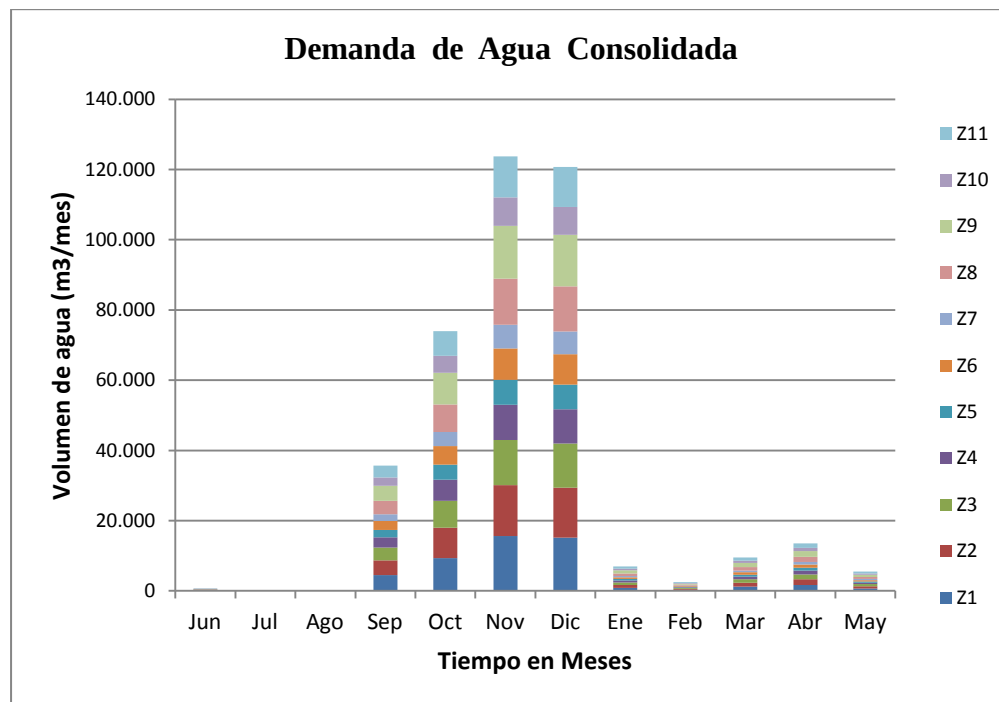
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3. 1 Balance Hidrico



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3. 2 Demanda de Riego por subsistema



Fuente: Elaboración propia

3.2.2.9 Otras demandas de agua en la zona de riego

El agua que será captada de las microcuencas se empleará en la mayoría de los subsistemas solamente para el riego, un porcentaje mínimo utilizará para consumo humano (ya que la Comunidad de Rejará tienen su sistema de agua potable) y para el consumo animal de las diferentes especies, que existen en la comunidad (Ovinos, caprinos, bovinos, porcinos, y otros), sin embargo los volúmenes consumidos por dichos animales serán mínimos en relación a la cantidad de agua empleada en riego, por lo que no se considera necesario realizar la cuantificación correspondiente.

3.2.3 Determinación de área de riego incremental

La determinación del área de riego incremental de la zona de proyecto se ha calculado utilizando el programa ABRO, para lo cual se ha introducido al referido programa los siguientes datos: la precipitación total, evapotranspiración potencial (ETp), coeficientes de cultivo (Kc), áreas de riego para cada cultivo (situación sin y con proyecto), fechas de siembra de los cultivos, considerando la cédula actual de cultivos y la propuesta para el proyecto, eficiencias del sistema de riego (captación, conducción principal, distribución y aplicación), capacidad máxima de la conducción y la oferta de agua mensual. Los cálculos en las situaciones “sin proyecto” y “con proyecto” se encuentra en detalle en el (Anexo 6), ver resumen en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 3. 28 Área Incremental con Riego Óptimo

Cultivo	Unid.	Área Bajo Riego Óptimo		
		Sin Proyecto	Con Proyecto	Incremental
		ha.	ha.	ha.
Papa (semilla)	ha.	13.34	38.89	25.55
Papalisa	ha.	0.90	2.22	1.32
Oca	ha.	0.90	1.67	0.76
Arveja Verde	ha.	0.26	1.11	0.85
Cebada	ha.	0.11	1.67	1.55
Trigo	ha.	0.26	1.67	1.41
Haba verde	ha.	0.26	3.33	3.07
Maíz grano	ha.	0.90	1.67	0.76
Ajo	ha.	0.00	3.33	3.33
Total regado	ha.	16.94	55.55	38.61

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en el cuadro anterior en la situación sin proyecto se puede regar 16.94 has, mientras que fruto de las obras a implementarse en la situación con proyecto se espera regar 55.55 has, lo que representa 38.61 has incrementales.

Para fines de evaluación económica – financiera de este proyecto, se emplearán la anterior relación de cultivos y superficies bajo riego óptimo.

3.3 PRODUCCIÓN AGRÍCOLA

3.3.1 Área de cultivo con proyecto y destino de la producción:

La cédula de cultivos por efecto del riego no sufrirá grandes alteraciones, prácticamente todos los cultivos se mantendrán, con el proyecto solo se introduce el cultivo de ajo por representar buenas condiciones agroclimáticas y económicas.

Existe un incremento en la superficie cultivable bajo riego, como consecuencia de la implementación de los sistemas de micro riego existirá mayor oferta de agua para el riego en el área de influencia del proyecto. En el cuadro siguiente se presenta un resumen de la información respecto a la superficie cultivada, rendimientos esperados, precios de comercialización para cada uno de los cultivos, la cuantificación de la producción y destino de la producción agrícola en la situación con proyecto.

Cuadro N° 3. 29 Producción Agrícola y destino de la producción Con Proyecto

CULTIVO	ABRO	Rendimiento	Producción	Precio	Venta	Consumo
	(ha)	Tn/ha	Tn	Bs/tn	%	%
Papa (S.G.)	38.89	8.50	330.52	3.586,96	80%	20%
Papaliza	2.22	7.00	15.55	1.947,83	70%	30%
Oca	1.67	7.00	11.67	1.748,04	80%	20%
Arveja (verde)	1.11	3.00	3.33	2.869,57	80%	20%
Cebada (grano)	1.67	1.50	2.50	1.630,43	80%	20%
Trigo (grano)	1.67	1.50	2.50	2.200,00	70%	30%
Haba (verde)	3.33	2.30	7.67	2.504,35	80%	20%
Maiz (grano)	1.67	1.80	3.00	1.902,17	60%	40%
Ajo (tardia)	3.33	5.50	18.33	6.543,48	85%	15%
TOTAL	55.55		395.07			

Fuente: Diagnóstico Comunal Elaboración: propia

3.3.2 Valorización de la Producción Agrícola con proyecto

A continuación se observa la valoración de la producción agrícola con proyecto, calculada en base al área bajo riego óptimo estimado y los Costos de Producción por cultivos ver (Anexo 11).

Los precios para el cálculo de los costos de producción de los diferentes cultivos y los precios de la venta de los productos agrícolas se han fijado en base a la información de los regantes y a los precios promedio actuales de las ferias locales y regionales.

Los resultados se muestran en el cuadro siguiente.

Cuadro N° 3. 30 Ingreso Neto Agrícola Con Proyecto

Cultivo	A.B.R.O. (ha/Año)	Costo		Ingreso		Beneficio Neto (Bs/Año)
		Unitario	Total	Unitario	Total	
		Bs/ha	(Bs/Año)	Bs/ha	(Bs/Año)	
Papa (S.G.)	38.89	11,736.10	456,358.33	30,184.27	1,173,715.28	717,356.94
Papaliza	2.22	7,037.52	15,637.36	13,498.46	29,993.58	14,356.22
Oca	1.67	5,672.93	9,453.93	12,113.92	20,187.84	10,733.91
Arveja (verde)	1.11	3,065.76	3,406.05	8,522.62	9,468.63	6,062.58
Cebada (grano)	1.67	1,931.09	3,218.16	2,421.19	4,034.91	816.75
Trigo (grano)	1.67	1,616.97	2,694.69	3,267.00	5,444.46	2,749.77
Haba (verde)	3.33	2,510.99	8,369.11	5,702.40	19,006.12	10,637.00
Maiz (grano)	1.67	2,877.09	4,794.66	3,389.67	5,648.88	854.22
Ajo (tardia)	3.33	4,938.91	16,461.38	35,629.25	118,752.29	102,290.90
Total	55.55		520,393.68		1,386,251.98	865,858.31

Fuente: Diagnóstico Comunal Elaboración: propia

Ingreso Comunal Anual 865,858.31.- Bs.

Familias Beneficiarias 123 Familias

Ingreso Anual por Familia 7,039.50.- Bs./(Familia* año)

Ingreso Anual Per-cápita 2,346.50.- Bs./(habitante*año)

3.3.3 Beneficio Neto Incremental de la Producción Agrícola

El beneficio neto incremental producto de la incorporación de los subsistemas de riego, es resultado de la diferencia del beneficio neto con proyecto y el beneficio neto sin proyecto. En el siguiente cuadro se presenta el beneficio neto incremental de cada cultivo y el total del proyecto.

Cuadro N° 3. 31 Ingreso Incremental Neto Agrícola

N°	Cultivo	Beneficio Neto		
		Sin/P	Con / P	Incremental
		Bs/Año	Bs/Año	Bs/Año
1	Papa (semilla)	220,924.71	717,356.94	496,432.24
2	Papalisa	558.61	14,356.22	13,797.61
3	Oca	791.37	10,733.91	9,942.54
4	Arveja Verde	605.54	6,062.58	5,457.04
5	Cebada	7.91	816.75	808.85
6	Trigo	207.90	2,749.77	2,541.87
7	Haba verde	546.73	10,637.00	10,090.27
8	Maíz grano	35.45	854.22	818.77
9	Ajo	0.00	102,290.90	102,290.90
TOTAL		223,678.22	865,858.31	642,180.09

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla se indica los incrementos sobre los ingresos por familia y per cápita.

Cuadro N° 3. 32 Ingreso Incremental Neto de la producción e ingresos familiares

Valor Neto Total e Ingresos	Beneficio Neto		
	Sin/P	Con / P	Incremental
	Bs/Año	Bs/Año	Bs/Año
Valor Neto Total de la Producción Agrícola	223,678.22	865,858.31	642,180.09
Ingreso / Familia	1,818.52	7,039.50	5,220.98
Ingreso / per cápita	606.17	2,346.50	1,740.33

Fuente: Elaboración propia

3.4 DISEÑO DE LOS SUB-SISTEMAS DE RIEGO

3.4.1 Diseño participativo del proyecto

El diseño se ha realizado de acuerdo a la metodología de “diseño participativo”. Para tal efecto se organizaron reuniones y entrevistas con Autoridades comunales, dirigentes y bases que culminaron en varias reuniones de beneficiarios.

En las reuniones comunales en el marco de la elaboración del estudio se realizó en primera instancia la encuesta socioeconómica y agrotécnica, en las siguientes reuniones se trataron e identificaron los siguientes aspectos relacionados al proyecto:

Existe 11 grupos beneficiarios formados según la ubicación de las zonas de cultivo, el total de grupos están conformados por 123 familias, considerando la cantidad de area cultivable se evidencia el minifundio en la zona de proyecto.

Los comunarios de Rejará desean el mejoramiento de los sub sistemas de riego tradicional, que actualmente cuenta con: una obra de toma directa rústica, canales de tierra en una longitud de 4,2 Km, distribuidores rústicos y obras de arte rústicas.

El déficit hídrico por las bajas precipitaciones hace necesario la aplicación de riego para asegurar la cosecha y para implementar nuevas áreas de cultivos anuales en las áreas agrícolas.

La zona de proyecto tiene características hidrológicas de cuencas pequeñas de montaña con caudales superficiales en el periodo húmedo del año (diciembre a Marzo) y caudales mínimos en el estiaje. Lo que no coincide con la mayor demanda de riego y hace necesario el mejorar los sub-sistemas de riego y buscar alternativas de oferta hídrica.

Se realizó el recorrido al área del proyecto para conocer aspectos técnicos como ser, fuente de agua, posibles obras y áreas de micro riego, analizando sus ventajas y desventajas referentes a topografía, pendientes, suelos, etc.

3.4.2 Descripción de alternativas

Debido a las características que se presenta en la cuenca dentro el área de influencia del proyecto, se identificaron micro cuencas que son de escurrimiento permanente, en

estas el escurrimiento superficial reduce en los meses de estiaje pero no llega a desaparecer.

Tomando en cuenta las características hidrológicas, topográficas y geológicas de las fuentes probables para aprovechar en función de las áreas potenciales a regar, se identificaron preliminarmente 2 alternativas que son descritas a continuación:

Primera Alternativa: Dadas las actuales condiciones se plantea la construcción de 11 subsistemas de micro riego debido principalmente a la topografía accidentada y a la dispersión de los terrenos, además se ha considerado en aprovechar las aguas de las micro cuencas que están en la margen izquierda y derecha del río Rejará, cada subsistema contará con obra de toma, conducción principal y secundario mediante tubería, además de las obras de cruce de quebrada, se considera además el emplazamiento de estanques de H^oC^o para la acumulación y posterior distribución a nivel de parcelas debido principalmente a que la oferta de agua es permanente pero reducida.

Segunda Alternativa: Esta segunda alternativa se diferencia de la primera en la ubicación de los estanques de almacenamiento en esta alternativa se plantea los estanques en el inicio de la tubería, esto representa un incremento en el costo de inversión debido a que se tiene que conducir mayor caudal por la tubería es decir el caudal modulo que es la suma del caudal de río mas el caudal almacenado. En esta alternativa además los volúmenes de almacenamiento son mayores y el diámetro de la tubería de aducción se incrementa, elevando el costo de inversión.

Tomando en cuenta los mejores indicadores socioeconómicos y mejores características técnicas se recomendó como la mejor alternativa la primera.

3.4.3 Planteamiento de la obras de ingeniería de riego

Se ha identificado la existencia de 11 subsistemas de micro riego construidas de forma rústica y de característica precaria dentro el área de influencia del proyecto las cuales se dividen principalmente por la topografía accidentada y la dispersión de los terrenos, en ese sentido se ha considerado aprovechar las aguas superficiales de las micro-cuencas ubicadas en la margen izquierda y derecha del río, por lo

anteriormente expuesto se plantea la construcción de 11 subsistemas de micro riego donde cada subsistema contará con obra de toma, conducción principal y secundario, además de las obras de cruce de quebrada, se considera además el emplazamiento de estanques de H°C° para la entrega a nivel parcelario en los sub sistemas que requieran la regulación diaria.

Los módulos previstos en los sub sistemas del proyecto son:

- Construcción de obras de toma tipo tirolesa para cada subsistema.
- Construcción de desarenadores para cada subsistema.
- Emplazamiento de tubería de PVC para la conducción principal y secundaria.
- Construcción de obras de paso de quebrada.
- Construcción de estanques de H°C° para regulación diaria.

3.4.3.1 Esquema hidráulico existente

El esquema hidráulico existente en las sub zonas de cultivo se compone de la siguiente infraestructura:

1. Obra de toma rústica lateral derecha sobre el cause de una micro cuenca, que se forma con piedras, palos y otros materiales locales
2. Un canal principal de tierra de 4.2 Km. de longitud con una capacidad de conducción de alrededor de 10 l/s desde la obra de toma hasta la zona de cultivo.
3. Obras de arte rústicas como: pasos de quebrada, distribuidores rústicos.

El esquema hidráulico sin proyecto se presenta en el Gráfico 3.3 al 3.6

El esquema hidráulico sin proyecto hoja 1 de 4

Gráfico N° 3. 3 Esquema Hidraulico Sin Proyecto (SubSistema N°1 Y N°2)

El esquema hidráulico sin proyecto hoja 2 de 4

Gráfico N° 3. 4 Esquema Hidraulico Sin Proyecto (SubSistema N°3)

El esquema hidráulico sin proyecto hoja 3 de 4

Gráfico N° 3. 5 Esquema Hidraulico Sin Proyecto (SubSistema N°5, N°6 y N°7)

El esquema hidráulico sin proyecto hoja 4 de 4

Gráfico N° 3. 6 Esquema Hidraulico Sin Proyecto (SubSistema N°9, N°10, N°11)

3.4.3.2 Esquema hidráulico con proyecto

El esquema hidráulico con proyecto que ha surgido fruto de un diseño participativo y consensuado con las bases es el siguiente:

1. Construcción de obra de toma tipo tirolesa sobre el cause de la micro-cuenca para cada sub-sistema compuesta de: un azud trapezoidal con una cresta de 0,3 m y de ancho de 5m, dentro del azud se encuentra la regilla de fondo conectada a un canal de H°C° de sección 0.30 x 0.30 con pendiente de 2% que conecta la toma con el desarenador.
2. La regilla de fondo de la obra de toma tiene de ancho 0.30m y de largo 1.50m, las barras son de sección rectangular maciza de Fe de 3/8" x 1" espaciadas cada 3cm que capta los caudales superficiales de las micro-cuencas del río Rejará.
3. Los caudales captados por la obra de toma son canalizados hacia un desarenador el cual cuenta con transición de entrada, una compuerta de purga y un vertedor de excedencias que permiten desarenar y verter los caudales excedentarios a la misma quebrada, mediante un canal de restitución a continuación del vertedero ubicado a un costado del desarenador.
4. A continuación del desarenador se ubica una cámara de carga con regilla de protección para detener la entrada de materia orgánica flotante, esta cámara da inicio a la conducción principal mediante tubería PVC de alta presión con una longitud total de 16,9 Km de largo.

A continuación se describe las características principales de todos los sub-sistemas.

Sub-sistema N°1 (Escuela central)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente 34% tratándose de una pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo "tirolesa", para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 1 + 650.27 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 22.86 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 7.71 (l/s), se implementa un estanque de

H°C° con capacidad de (166 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) para regar 7 ha.

Sub-sistema N°2 (Totoral)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 32% es una pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 2+048.75 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 35.95 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 8.4 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (147 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s). para regar 6.5 ha.

Sub-sistema N°3 (Ojo de Agua)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 36% es una pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción principal desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 1+920.03 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 32.64 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 7.32 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (54 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) para regar 2.22 ha.

De la tubería principal se distribuye al ramal 1 (loma negra) en la progresiva 0+598.11, mediante una cámara de distribución mediante valvulas CVD 1.

En la progresiva 1+130 está la segunda cámara de distribución CVD 2 que distribuye al ramal 2.

La conducción del ramal 1 (loma negra) desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+761.06 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 30.50 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 7.32 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (54 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 2.22 ha.

La conducción del ramal 2 desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+121.65 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 58.79 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 7.32 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (33 m3) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 1.36 ha.

Sub-sistema N°4 (Santa Maria)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 30% es pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+802.27 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 19.91 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 8.02 (l/s), en las zonas bajas del trayecto de la tubería se implementa cámaras de purga CP1 (prog 0+343.49) y CP2 (prog 0+620), además se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (104 m3) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 4.5 ha.

Sub-sistema N°5 (Pedregosa)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 39% es pendiente pronunciada, para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 1+120.35 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 22.33 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 6.46 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (92 m3) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 3.2 ha.

Sub-sistema N°6 (Chillcar)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 40% es pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+575.75 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 20.69 m.c.a. con el caudal mínimo

del mes de máxima demanda de 6.17 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (121 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 4 ha.

Sub-sistema N°7 (Meson)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 7% para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+420.00 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 1 m.c.a. para un caudal en toma de 11.7 (l/s), considerando la eficiencia de captación y conducción principal se logra regar 4 ha con un caudal 10 l/s a nivel de parcela.

Sub-sistema N°8 (Huayllar)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 32% es pendiente pronunciada para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 4+420.64 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 21.54 m.c.a. con el caudal mínimo del mes de máxima demanda de 7.79 (l/s), se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (139 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s) y regar 5.9 ha.

Sub-sistema N°9 (Campo Chiquiro)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 7% para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción principal desde la progresiva: 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 1+159.92 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 29.26 m.c.a. con un caudal de 11.7 (l/s), considerando la eficiencia de captación y conducción principal se logra regar 3.48 ha con un caudal 10 l/s a nivel de parcela.

En la progresiva 1+060.61 se encuentra un paso de quebrada vencido mediante un puente acueducto colgante de 15m. de luz.

De la tubería principal se distribuye a la zona de cultivo 1 en la progresiva 0+320.00, mediante una cámara de distribución mediante valvulas CVD 3

Además en el trayecto de la tubería se implementa una cámara de purga CP3 en la (prog 0+560).

En la progresiva 0+740 esta la segunda cámara de distribución CVD 4 que distribuye al ramal 2.

La conducción del ramal 1 desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+020 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 2 m.c.a. con el caudal de 11.7 (l/s), considerando la eficiencia de captación y conducción principal se logra regar 0.79 ha con un caudal 10 l/s a nivel de parcela.

La conducción del ramal 2 desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+020 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 15.59 m.c.a. con un caudal de 11.7 (l/s), considerando la eficiencia de captación y conducción principal se logra regar 2.48 ha con un caudal 10 l/s a nivel de parcela.

El area de riego total del sub-sistema N°9 es de 6.75 ha, el caudal de captación es de 11.7 l/s, se aclara que según el diseño los ramales deberán ser regados uno a la ves.

Sub-sistema N°10 (Piedra Grande)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 19% para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+752.39 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 17.01 m.c.a. con un caudal en toma de 15.42 (l/s) que representa al caudal de oferta correspondiente al mes de máxima demanda afectando por las eficiencias de captación y conducción principal se tiene un caudal en parcela de 13.18 l/s pudiendo regar hasta 13 surcos en los meses de mayor oferta, para los meses con oferta menor a 10 l/s se implementa un estanque de H°C° con capacidad de

(47 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s), a nivel de parcela para regar 3.63 ha.

Sub-sistema N°11 (Punta Grande)

En este subsistema el lecho del río tiene pendiente de 10% para la obra de toma se plantea una rejilla de fondo “tirolesa”, para la protección del desarenador en las crecidas se diseña un muro de H°C°, la conducción desde la progresiva 0 +000 hasta los predios de riego progresiva 0+674.93 se realiza mediante tubería PVC, la presión dinámica de salida es de 8.38 m.c.a. con un caudal en toma de 14.04 (l/s), que correspondiente al mes de máxima demanda, este caudal afectando por las eficiencias de captación y conducción principal se tiene un caudal en parcela de 12 l/s pudiendo regar hasta 12 surcos en los meses de mayor oferta, para los meses con oferta menor a 10 l/s se implementa un estanque de H°C° con capacidad de (38 m³) para realizar la regulación diaria con el fin de entregar como mínimo 10 (l/s), a nivel de parcela para regar 5.27 ha.

En las Gráficas 3.7 al 3.11 siguientes se presenta el esquema hidráulico con proyecto.

Esquema hidráulico con proyecto hoja 1 de 5

Gráfico N° 3. 7 Esquema Hidraulico Con Proyecto (SubSistema N°1 y N°2)

Esquema hidráulico con proyecto hoja 2 de 5

Gráfico N° 3. 8 Esquema Hidraulico Con Proyecto (SubSistema N°3 y N°4)

Esquema hidráulico con proyecto hoja 3 de 5

Gráfico N° 3. 9 Esquema Hidraulico Con Proyecto (SubSistema N°8)

Esquema hidráulico con proyecto hoja 4 de 5

Gráfico N° 3. 10 Esquema Hidraulico Con Proyecto (SubSistema N°5, N°6 y N°7)

Esquema hidráulico con proyecto hoja 5 de 5

Gráfico N° 3. 11 Esquema Hidraulico Con Proyecto (SubSistema N°9, N°10 y N°11)

3.5 DISEÑO DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE RIEGO

3.5.1 Informacion básica

La información topográfica se realizó en la forma de un levantamiento planialtimétrico ejecutado con estación total SOKKIA SET 610, se procesó la información con el software Autodesk Land Desktop 2006, sobre esta base, se realizaron los trabajos de diseño de las diferentes obras del proyecto.

3.5.2 Obra de Toma

Las obras de captación una vez realizado el estudio se verifica que las adecuadas para el proyecto son del tipo Tirolesa (**rejilla de fondo**), se ha elegido este tipo de estructura debido a que las tomas tirolesas son más favorables en el caso de ríos con pendientes mayores al 1%, mientras las tomas laterales son más favorables en el caso de ríos con baja pendiente, menor a 1%, según recomendaciones del PRONAR en la publicación (Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego Tomas Tirolesas) 2da edición 2009.

Por lo anterior expuesto y considerando que las pendientes de los cauces en cada micro-cuenca son mayores a 1% se respalda la elección de este tipo de obra de toma para el proyecto.

En tiempo de lluvias según el estudio hidrológico y por referencia de los propios comunarios las crecidas traen consigo gran arrastre de rocas con los sedimentos los cuales dañan las estructuras de toma, esta estructura de captación es eficiente para este tipo de ríos debido a que no sufre daños en las crecidas y con el arrastre de sedimentos ya que por encontrarse en el fondo las piedras grandes que se arrastran en el momento de la crecida pasan por encima de la rejilla, esta misma no permite el ingreso de piedras dentro del canal que conecta la obra de toma con el desarenador, pero se debe aclarar que una vez que ha pasado la crecida se deberá hacer la limpieza de los sedimentos que ingresan en la rejilla de fondo, sedimentos que inevitablemente ingresaron en la toma, para esto ha previsto la colocación de bisagras en la rejilla precisamente para realizar el mantenimiento de las tomas el resto del sedimento será atrapado en los desarenadores que se colocan después de cada obra de toma.

Asumimos $\alpha = 20^\circ$ (para mejor deslizamiento de las rocas)

El coeficiente K que reduce el área total en el área efectiva queda: $K = 0.607$

3.5.2.2 Cálculo de las dimensiones de la rejilla de entrada

El valor de L se recomienda que sea menor que 1.25m para evitar el pandeo de las pletinas, también se escoge para que no se produzca desperdicio de hierro. Para la dimensión del ancho de la base "b" se deberá tomar en cuenta que debe ser menor al ancho del río.

$$b = \frac{0.313 * Q}{Ck^{1.5} * L^{1.5}}$$

Dimensiones de la galería (en planta):

$Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de diseño “caudal de demanda máxima”)

$L = 0.30 \text{ m}$ (ancho de la rejilla ó longitud de pletinas)

$K = 0.607$ (coeficiente de reducción de área por obstrucción)

$C = 0.382$ (coeficiente de contracción)

Remplazando datos:

$b = 0.26 \text{ m}$ (longitud necesaria de rejilla)

Dado que el caudal de diseño es pequeño, las dimensiones de la rejilla obtenidas para este caudal son también pequeñas, por lo que se ve conveniente desde el punto de vista constructivo y para un mejor mantenimiento, adoptar las siguientes dimensiones para la rejilla: $L = 0.30 \text{ m}$, $b = 1.5 \text{ m}$

Cálculo del número de pletinas:

$$N^\circ = \frac{(b - s)}{(t + s)}$$

$s = 0.03 \text{ m}$ (espaciamiento entre pletinas)

$t = 3/8 \text{ plg.}$ (ancho de pletina)

$b = 1.50 \text{ m}$ (longitud de rejilla)

$N^\circ = 37.2$ (número de pletinas calculado)

$N^\circ = 37$ (número de pletinas adoptado)

Por lo tanto el largo de la rejilla será:

$$b_{\text{real}} = t \cdot (N^{\circ} \text{ barras}) + s \cdot (N^{\circ} \text{ barras} + 1)$$

$$b_{\text{real}} = 1.50 \text{ m}$$

El caudal que ingresa con estas dimensiones es el siguiente:

$$Q = \frac{b + (C \cdot k)^{1.5} \cdot L^{1.5}}{0.313}$$

$$Q = 0.087 \text{ m}^3/\text{s} = 87.43 \text{ l/s}$$

3.5.2.3 Determinación de la altura del azud.-

La altura del azud estará en función de la altura de carga que se tendrá en la rejilla. Para la determinación de la carga a la entrada de la rejilla se utiliza la siguiente ecuación de vertedero.

$$Q = 2.55 \cdot (C \cdot K) \cdot b \cdot L \cdot \sqrt{H_o}$$

Despejando la altura de carga H_o se tiene:

$$H_o = \frac{Q^2}{(2.55 \cdot (C \cdot K) \cdot b \cdot L)^2}$$

Donde:

$Q = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de ingreso en la rejilla)

$L = 0.30 \text{ m}$ (ancho de la rejilla, (longitud de pletinas))

$K = 0.607$ (coeficiente de reducción de área por obstrucción)

$C = 0.382$ (coeficiente de contracción)

$b = 1.50 \text{ m}$ (longitud de rejilla)

Remplazando datos:

$$H_o = 0.11 \text{ m} = 11.0 \text{ cm}$$

Por lo que la altura del azud necesario será de aproximadamente 11 cm, al considerar que ésta es reducida y que ésta puede ser afectada por los sedimentos, es necesario la presencia de éste, además sirve como deflector para los periodos de estiaje, por lo tanto se asume como altura de azud: $H_o = 0.25 \text{ m}$.

El fondo del canal colector bajo la regilla tendrá una pendiente de 2% para evitar sedimentación, en estas condiciones se calcula el tirante para asumir la profundidad del canal colector.

$$Q = 87.43 \text{ l/s}$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$n = 0.025$$

$$S_o = 0.02 \text{ m/m}$$

$$Y_n = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 1.17 \text{ m/s}$$

$$N^o \text{ Froude} = 0.75 \text{ (Regimen Subcritico)}$$

Altura del canal colector

$$H = 1.20 * Y_n = 0.30 \text{ m}$$

3.5.2.4 Cálculo de la resistencia de las pletinas:

La resistencia de los pletinas estará en función al peso de las piedras que estarán encima de la rejilla en cierto instante de la crecida máxima suponiendo que en una crecida el río es capaz de arrastrar rocas cuyo volumen es equivalente a una esfera de diámetro adoptado se calcula la resistencia de las pletinas para soportar dicha carga.

Se determina el diámetro aproximado de una roca tipo $D = 0.50 \text{ m}$

Conociendo la resistencia de trabajo del acero $S = 1200 \text{ Kg/cm}^2$

También conocemos el peso específico del agua $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$

Además adoptamos el peso específico de una roca $\gamma_{roca} = 2600 \text{ Kg/m}^3$

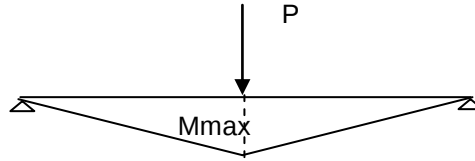
Luego se tiene:

$$\text{Volumen roca, en m}^3: \quad V_p = \pi * \frac{D^3}{6} \quad V_p = 0.0654 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso roca, en Tn:} \quad P = V_p * (\gamma_{ROCA} - \gamma_w) \quad P = 104.72 \text{ Kg}$$

Determinamos el momento máximo para una pletina:

El momento máximo se producirá cuando una piedra se encuentre en la mitad de la pletina:



Momento máximo $M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L}{8} = 5.24 \text{ Kg} \cdot \text{m} = 523.60 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Módulo resistente necesario $W_{\text{nec}} = \frac{M_{\text{máx}}}{S} = 0.44 \text{ cm}^3$

Donde:

P : peso de la roca, en Kg

L : longitud de trabajo de la sección, en m

S : resistencia de trabajo de la pletina: 1200 kg/cm²

W_{nec}: Módulo resistente necesario, en cm³

W_{barra}: Módulo resistente de la sección de pletina, en cm³

Se debe verificar que: $W_{\text{barra}} > W_{\text{nec}}$

El módulo resistente de la pletina se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$W_{\text{barra}} = \frac{I_x}{Y_c} \quad , \quad I_x = \frac{t \cdot e^3}{12} \quad , \quad Y_c = \frac{e}{2}$$

Donde:

t = 3/8" = 0.95 cm. (espesor de la sección de la pletina)

e = 1" = 2.54 cm: (alto de la sección de la pletina)

Y_c = 1.27 cm. (centro de gravedad vertical)

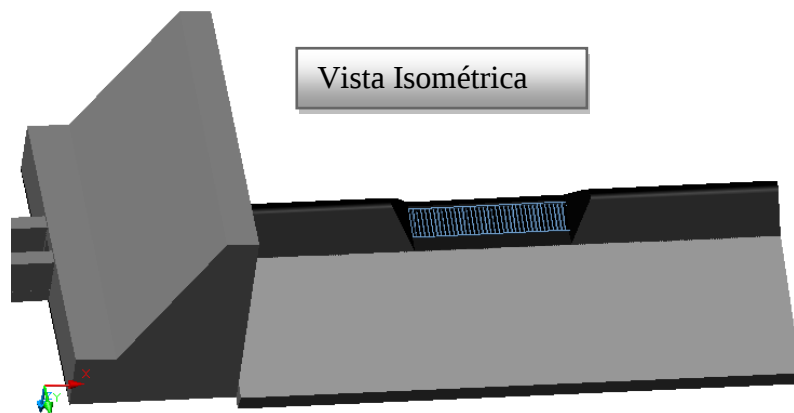
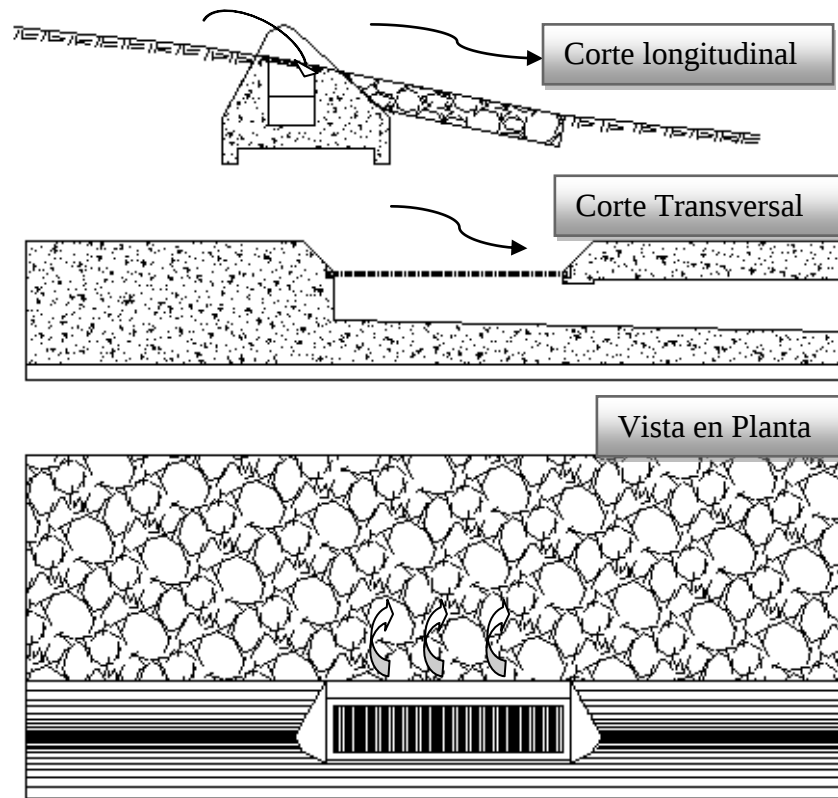
I_x = 1.30 cm⁴ (momento de inercia en el eje x)

$$W_{\text{barra}} = 1.02 \text{ cm}^3 \geq 0.44 \quad ; \text{Cumple!}$$

Si en la verificación de la resistencia de la sección de las pletinas, no se cumple la relación: $W_{\text{barra}} > W_{\text{nec}}$, se debe incrementar la sección de la pletina de acuerdo a las dimensiones comerciales.

Del análisis respectivo resultan las dimensiones generales de la obra de toma tipo, dado que se trata de varios subsistemas, que necesitan caudales similares pequeños, se ha visto conveniente generalizar las dimensiones de la obra de toma, diseñando la toma que requiere mayor gasto.

Gráfico N° 3. 12 Esquema Obra de Toma (tipo tirolesa)



3.5.3 Obra de sedimentación “desarenador”

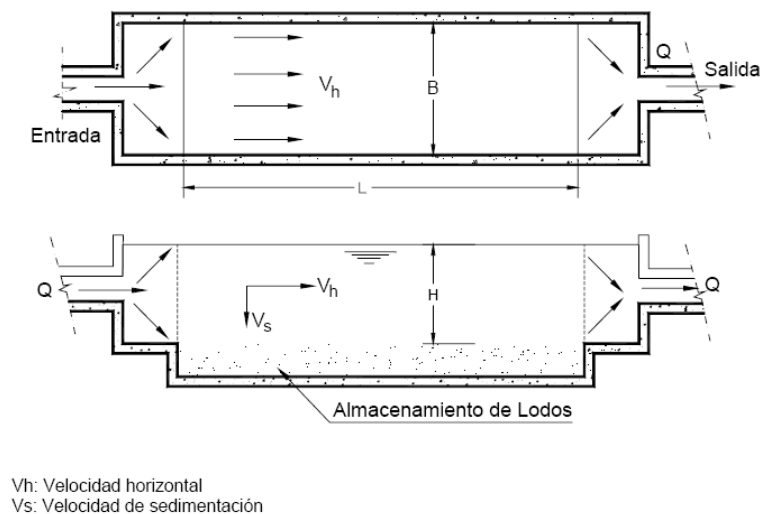
El desarenador es una cámara de sedimentación de partículas en suspensión, decantando las partículas evita que se produzca desgaste por efecto de la abrasión en la tubería de conducción.

El principio consiste en reducir la corriente de agua a una velocidad pequeña y distribuirla lo más uniformemente posible a lo largo de la sección de la cámara de sedimentación.

Se ha implementado desarenadores después de cada obra de toma para evitar problemas de taponamiento de las tuberías por el ingreso partículas de sedimentos.

Por lo que se construirá 11 desarenadores uno por subsistema.

Gráfico N° 3. 13 Esquema general de un desarenador



Elementos de un desarenador

Transición de entrada, Cámara de sedimentación, Vertedero, Compuerta de lavado.

Transición de Entrada

Se encuentra en la conexión entre el canal que viene de la obra de toma hacia el desarenador, es recomendable hidráulicamente para reducir la velocidad de entrada al desarenador, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal.

Cámara de sedimentación

Es la cámara en la cual las partículas sólidas caen al fondo debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección, Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, es decir que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse, se selecciona el diámetro de grano límite como sigue a continuación.

3.5.3.1 Dimensionamiento desarenador

a).- Determinación del grano límite:

El diámetro del grano límite se fija de acuerdo con los requerimientos operativos.

Para los sistemas de riego de acuerdo al análisis de material de arrastre en el río y como mínimo en este tipo de obras de aducción por tubería se adopta como diámetro de grano límite 0.2 mm.

b).- Cálculo de velocidad de sedimentación "Vs".

Asumiendo que se trata de flujo en transición

La velocidad de sedimentación para régimen de transición se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{g^{0.8} * \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)^{0.8} * d^{1.4}}{10 * \nu^{0.6}} :$$

Donde:

$\rho_w = 1 \text{ gr/cm}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$ (densidad del agua)

$\rho_s = 2.65 \text{ gr/cm}^3 = 2650 \text{ kg/m}^3$ (densidad de la partícula)

$g = 981 \text{ cm/s}^2 = 9.81 \text{ m/s}^2$ (aceleración de la gravedad)

$d = 0.02 \text{ cm} = 0.0002 \text{ m}$ (diámetro de la partícula)

$T = 10^\circ \text{ C}$ (temperatura del agua)

$\nu = 1.3065 \text{E-}06 \text{ m}^2/\text{s}$ 1.30652E-06 m²/s (viscosidad cinemática del agua)

Reemplazando datos:

$V_s = 0.021 \text{ m/s}$ (velocidad de sedimentación)

c).- Verificando el número de Reynolds

Verificando que el número de Reynolds esté en el rango especificado ($1 < Re < 50$) para transición.

$$Re = \frac{V_s * d}{\nu}$$

	$Re < 1$	Flujo Laminar
$Re = 3.2$	$1 < Re < 50$	Flujo en Transición ok
	$Re > 50$	Flujo Turbulento

d).- Determinación de la velocidad de sedimentación crítica "Vsc"

$$V_{sc} = V_s / f$$

Vsc: corresponde a una velocidad minorada por factores tales como gradientes de temperatura, zonas muertas, deficiencias en los dispositivos de entrada y salida.

El factor de minoración f varía entre 1.1 a 1.3, asumido $f = 1.1$

$$V_{sc} = 0.019 \text{ m/s}$$

e).- Velocidad de resuspensión "Va"

Para evitar la resuspensión de las partículas, la velocidad de arrastre "Va", debe ser mayor a "Vh". La velocidad de resuspensión se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_a = \sqrt{40 * (\rho_s - \rho_w) * g * d / (3 * \rho_w)}$$

Donde:

$$\rho_w = 1 \text{ gr/cm}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{densidad del agua})$$

$$\rho_s = 2.65 \text{ gr/cm}^3 = 2650 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{densidad de la partícula})$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2 = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad (\text{aceleración de la gravedad})$$

$$d = 0.02 \text{ cm} = 0.0002 \text{ m} \quad (\text{diámetro de la partícula})$$

Reemplazando datos:

$$V_a = 0.21 \text{ m/s} \quad (\text{velocidad de resuspensión})$$

f).- Velocidad de escurrimiento horizontal

$$V_h = Q / (B * H)$$

La velocidad horizontal V_h se aconseja que sea 0.30 a 0.40 m/s. o menor, con periodos de retención de 30 a 120 segundos que permitan la sedimentación de las partículas de arena a lo largo de la cámara.

Como primera estimación asumimos una velocidad horizontal para calcular la altura de sedimentación H reemplazando la base para una sección de máxima eficiencia hidráulica.

Como: $B = 2 \cdot H$ (máxima eficiencia para sección rectangular)

$$H = (Q/2 \cdot V_h)^{0,5}$$

Asumiendo la $V_h = 0.16$ m/s menor a: $V_a = 0.21$ m/s, se calcula la altura H . para:

$Q = 0.087$ m³/s Caudal de Ingreso

$H = 0.52$ m Alto calculado

$H = 0.70$ m Alto asumido

$B = 2 \cdot H = 1.4$ m Ancho interior desarenador

Para estas dimensiones la velocidad horizontal será:

$$V_h = Q / (B \cdot H)$$

$V_h = 0.089$ m/s velocidad horizontal calculada

Se debe verificar la condición:

$$V_a > V_h$$

$V_a = 0.21$ m/s $>$ $V_h = 0.089$ m/s ¡OK! (Por lo tanto la arena no se resuspenderá)

g).- Determinando el largo del desarenador

La longitud efectiva del desarenador aplicando la teoría de simple sedimentación es:

$$L = H \cdot V_h / V_{sc}$$

$H = 0.70$ m.

$V_h = 0.089$ m/s velocidad horizontal calculada

$V_{sc} = 0.019$ m/s velocidad de sedimentación crítica inicial

$L = 3.29$ m Largo calculado

$L = 3.40$ m Largo asumido

h).- Determinando la velocidad de sedimentación crítica

Para las dimensiones interiores asumidas la velocidad de sedimentación crítica será:

$$V_{sc} = Q / (B * L)$$

Q = 0.087 m³/s Caudal de Ingreso

B = 1.4 m Ancho interior desarenador

L = 3.40 m Largo asumido

V_{sc} = 0.018 m/s

Se debe verificar la condición:

$$V_{sc} < V_{sc \text{ inicial}}$$

V_{sc} = 0.018 m/s < V_{sc inicial} = 0.019 m/s ¡Ok Cumple!

i).- Verificación de tiempos: debe cumplir $t_d > t_s$

t_d : tiempo de la partícula para llegar al final del desarenador

t_s : tiempo de la partícula para llegar al fondo del desarenador

$$t_d = L / V_h \geq t_s = H / V_{sc}$$

t_d = 38.11 (seg) ≥ t_s = 38.11(seg) ¡Ok Cumple!

J).- Verificación de proporcionalidades

Se debe cumplir: $L / H = V_h / V_{sc}$

$$L / H = V_h / V_{sc}$$

4.86 = 4.86 ¡Cumple!

Además para colocar un vertedero frontal al final del desarenador debe cumplir:

$$L / H < 5 \quad \text{¡Cumple!}$$

K).- Longitud de transición:

La longitud de transición entre el canal de entrada y el desarenador se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$l_t = \frac{B - b}{2 * \tan \alpha}$$

Donde:

B = 1.4 m (ancho del desarenador)

b = 0.3 m (ancho de la base del canal de entrada)

$\alpha = 22.5^\circ$ (ángulo de transición “Diseño de estructuras hidráulicas Máximo Villón”)

Remplazando datos:

$L_{\text{transición}} = 1.33 \text{ m}$ (longitud de transición calculado)

$L_{\text{transición}} = 1.00 \text{ m}$ (longitud de transición adoptado)

La longitud de transición debe cumplir la siguiente condición:

$$L_t < \frac{L}{3}$$

Para: $L = 3.40 \text{ m}$ (Largo de la cámara de sedimentación asumido)

$L_t = 1.0 \text{ m} < L/3 = 1.3 \text{ m}$;Ok Cumple!

l).- Longitud total del desarenador:

$$L_{\text{Total}} = L + L_t$$

Donde:

Longitud total = L (Longitud de sedimentación) + L_t (longitud de transición)

Longitud total = $3.40 + 1.00 = 4.40 \text{ m}$.

m).- Cálculo de volumen de agua que entra en la cámara:

$$V_{\text{agua}} = Q_e * t_d$$

Para:

$Q_e = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de entrada al desarenador)

t_d : tiempo en llegar desde el inicio de la cámara, hasta el final

$$t_d = L / V_h$$

$L = 3.40 \text{ m}$ (longitud de sedimentación)

$V_h = 0.089 \text{ m/s}$. (Velocidad horizontal)

$t_d = 38.11 \text{ seg}$

$V_{\text{agua}} = 3.33 \text{ m}^3$

n).- Volumen del pozo de sedimentación:

$$V_{\text{Pozo}} = 0.5 * B * h' * L \quad ; \quad h' = L * S_o$$

Donde:

$L = 3.40 \text{ m}$ (longitud de sedimentación del desarenador)

$S_o = 3\%$ (pendiente en el fondo del desarenador se asume de 2 a 10 %)

$h' = 0.10 \text{ m}$ (profundidad en la caída de fondo en m)

$B = 1.40 \text{ m}$ (ancho del desarenador)

Por lo tanto:

$V_{\text{pozo}} = 0.24 \text{ m}^3$

o).- Capacidad de volumen de la cámara del desarenador:

$$\text{Capacidad} = B * H * L + V_{\text{Pozo}}$$

Donde:

$L = 3.40 \text{ m}$

$B = 1.40 \text{ m}$ (ancho del desarenador)

$h = 0.70 \text{ m}$ (alto del desarenador)

Por lo tanto:

$\text{Capacidad} = 3.57 \text{ m}^3$

El volumen según las dimensiones del desarenador debe ser igual o mayor que el volumen de agua que entra en la unidad de tiempo de espera (tiempo de paso o tiempo de sedimentación)

¡Debe Cumplir! $\text{Capacidad} \geq V_{\text{Agua}}$

Por lo tanto como: $3.57 \text{ m}^3 \geq 3.33 \text{ m}^3$ ¡Cumple!

p).- Determinación de la altura interior al inicio y al final de la cámara.

$$H_{T1} = h + h_c ; H_{T2} = h + h' + h_c$$

Donde:

$h = 0.7 \text{ m}$ (profundidad de sedimentación)

$h' = 0.10 \text{ m}$ (profundidad de caída de fondo)

$h_c = 0.40 \text{ m}$ (alto del canal de entrada)

$H_{T1} = h + h_c = 1.10 \text{ m}$ (Altura al inicio de la cámara)

$H_{T2} = h + h' + h_c = 1.20 \text{ m}$ (Altura al final de la cámara)

q).-Compuerta de fondo o de lavado:

Se calcula con la ecuación de orificio:

$$Q_e = C * A * \sqrt{2 * g * H}$$

Donde:

Q_e = Caudal de entrada en m³/s

$A = b_l * h_l$ área de la compuerta en m²

$H = h + h' - 0.5 * h_l$ altura de carga sobre la compuerta

$C = 0.70$ coeficiente de descarga, asumido

Se debe determinar: $A = h_l * b_l$ por lo tanto:

$$Q_e = C * h_l * b_l * \sqrt{2 * g * H}$$

Despejando h_l de la ecuación de orificio:

$$h_l = \frac{Q_e}{C * b_l * \sqrt{2 * g * H}}$$

Asumiendo: $b_l = 0.2$ m resulta $h_l = 0.17$ m

Dimensiones finales de la compuerta de purga:

ancho : $b_l = 0.2$ m

alto : $h_l = 0.2$ m

Caudal que sale por el orificio de la compuerta de purga

$$Q_e = C * h_l * b_l * \sqrt{2 * g * H}$$

$Q_e = 0.104$ m³/s

$Q_e = 103.9$ l/s

Velocidad de salida por la compuerta:

$$V = Q_e / (b_l * h_l)$$

$$V = 2.6 \text{ m/s}$$

Tiempo de vaciado de la cámara de desarenado:

Tiempo de vaciado: $t = \text{Cap(m}^3\text{)} / Q_e(\text{m}^3/\text{s})$

$\text{Cap} = 3.57$ m³ (Capacidad del tanque)

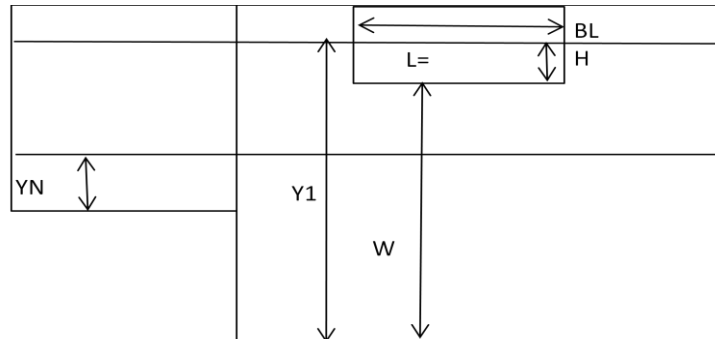
$Q_s = 0.104$ m³/s (Caudal de salida por el orificio)

Por lo tanto, el tiempo de vaciado es:

$$t = 34.40 \text{ seg}$$

r).- Longitud del vertedero lateral dentro el desarenador

El vertedero en la cámara de desarenado está calculado para restituir al río el caudal excedente que ingresa a la toma.



El caudal vertido será: $Q_v = Q_{\text{máx}} - Q_d$

$Q_{\text{máx}} = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$ (Caudal máximo de entrada en la toma)

$Q_d = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ (Caudal de diseño)

$Q_v = 0.072 \text{ m}^3/\text{s}$ (Caudal a verter)

Las ecuaciones para el vertedor rectangular de pared gruesa son:

$$Q_v = P * C * L * H^{\frac{3}{2}} \quad P = 0.7 + \frac{0.185}{\frac{e}{H}} \quad C = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu$$

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 * \left(\frac{H + 0.0011}{w} \right) \right] * \left[1 + \frac{0.0011}{H} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$L = 1.4 \text{ m}$ Longitud del vertedor (adoptado)

$H = 0.10 \text{ m}$ Altura de vertido (asumido)

$P = 0.83 (-)$ Coeficiente de reducción por cresta de arista no afilada (gruesa)

$C = 1.84 (-)$ Coeficiente de descarga en función de μ

$e = 0.15 \text{ m}$ Ancho del vertedor

$w = 0.90 \text{ m}$ Altura desde el piso a la cresta del vertedor

$\mu = 0.62 (-)$ Coeficiente de gasto de Rehbock, válido para:

$$0.01\text{m} \leq H \leq 0.80\text{m} ; L \geq 0.30\text{m} ; w \geq 0.06\text{m}$$

$$Y1 = H + w$$

$Y1 = 1.00 \text{ m}$ tirante de entrada al inicio del vertedor

Verificación del caudal vertido

$$Q_v = P * C * L * H^{\frac{3}{2}}$$

$Q_v = 0.072 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal vertido)

$Q_{\text{pasa}} = Q_{\text{máx}} - Q_v = 0.087 - 0.072 = 0.0155 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q_d = 0.0154 \text{ m}^3/\text{s}$ Ok

Aceptable dado que el tirante del canal de ingreso para el caudal de diseño más la profundidad efectiva de desarenado es menor que la altura hasta la cresta "w" del desarenador.

Esto sí sólo si cumple la siguiente condición aguas arriba del vertedero: $F1 \leq 0.75$ porque se diseña para flujo subcrítico.

Calculando el Número de Froude, aguas arriba:

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}} ; V1 = \frac{Q}{Y1 * b}$$

Para:

$Q = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$

$Y1 = 1.0 \text{ m}$

$B = 1.40 \text{ m}$ (ancho del desarenador)

Por lo tanto: $V1 = 0.06 \text{ m/s}$

$$F1 = 0.02 \leq 0.75 \quad \text{¡cumple!}$$

s).- Longitud del vertedero frontal de salida hacia la cámara de equilibrio de la tubería

Las dimensiones del vertedero frontal dentro el desarenador para entrada hacia el tanque de equilibrio de donde se conduce con tubería, calculado para dotar de caudal de demanda.

$Q_{av} = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal a verter en este caso es el caudal de diseño

$L = 1.40 \text{ m}$ Longitud del vertedor (adoptado ancho de la cámara)

$H = 0.04 \text{ m}$ Altura de vertido

$P = 0.75 (-)$ Coeficiente de reducción por cresta de arista no afilada (gruesa)

$C = 1.87 (-)$ Coeficiente de descarga en función de μ

$e = 0.15 \text{ m}$ Ancho del vertedor

$w = 0.7 \text{ m}$ Altura desde el piso a la cresta del vertedor

$\mu = 0.63 (-)$ Coeficiente de gasto de Rehbock, válido para:

$$0.01\text{m} \leq H \leq 0.80\text{m} ; L \geq 0.30\text{m} ; w \geq 0.06\text{m}$$

$$Y1 = H + w$$

$$Y1 = 0.74 \text{ m} \text{ tirante de entrada al inicio del vertedor}$$

Verificación del caudal vertido.

$$Q_v = P * C * L * H^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_{vr} = 0.0157 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (caudal vertido)}$$

$$Q_{vr} = 0.0157 \text{ m}^3/\text{s} > Q_d = 0.0154 \text{ m}^3/\text{s} \text{ Ok}$$

Esto si solo si cumple la siguiente condición aguas arriba del vertedero: $F1 \leq 0.75$ porque se diseña para flujo subcrítico.

Calculando el Número de Froud, aguas arriba:

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}} ; V1 = \frac{Q}{Y1 * B} ;$$

Para:

$$Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y1 = 0.75 \text{ m}$$

$$B = 1.40 \text{ m} \text{ (ancho del desarenador)}$$

$$\text{Por lo tanto: } V1 = 0.01 \text{ m/s}$$

$$F1 = 0.004 \leq 0.75 \text{ ¡cumple!}$$

Para la cámara de equilibrio se asume el ancho del desarenador de 1.4m el largo asumido es de 0.60m.

Se debe verificar el ahogamiento mínimo: $d - D \geq 0.10 * d$

$$\text{Para: } d = 0.60\text{m} \text{ y } D = 0.10\text{m}$$

$$0.50 \geq 0.06 \text{ cumple}$$

Resumen de las dimensiones de diseño del desarenador:

$B = 1.40$ m (Ancho efectivo cámara de sedimentación)

$L = 3.40$ m (Longitud efectiva cámara de sedimentación)

$H = 0.70$ m (Profundidad efectiva cámara de sedimentación)

$H_{T1} = 1.10$ m (Altura al inicio de la cámara)

$H_{T2} = 1.20$ m (Altura al final de la cámara)

Vertedero de cámara: 1.40 m x 0.20 m (largo x alto)

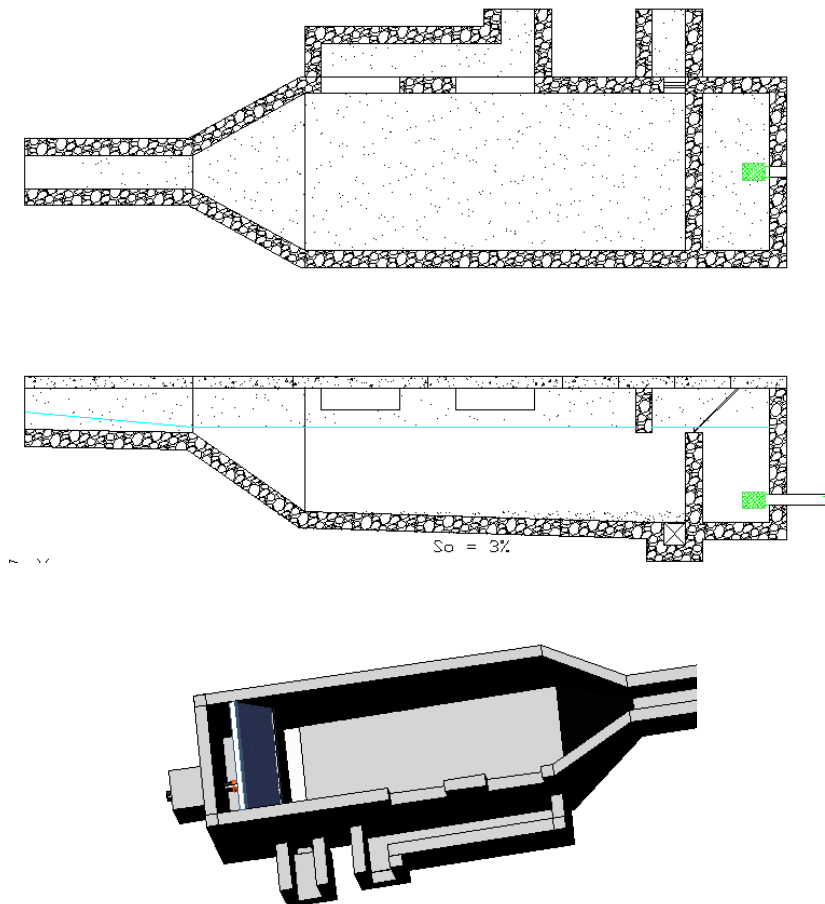
$L_{\text{total}} = 4.4$ m (Longitud cámara más transición de entrada)

Pendiente de fondo del desarenador $S_o = 3\%$

Vertedero frontal: 1.4 m x 0.40 m (largo x alto)

Compuerta de lavado: 0.20 m x 0.20 m (largo x alto)

Gráfico N° 3. 14 Esquema de un desarenador en planta, corte longitudinal, Isométrico



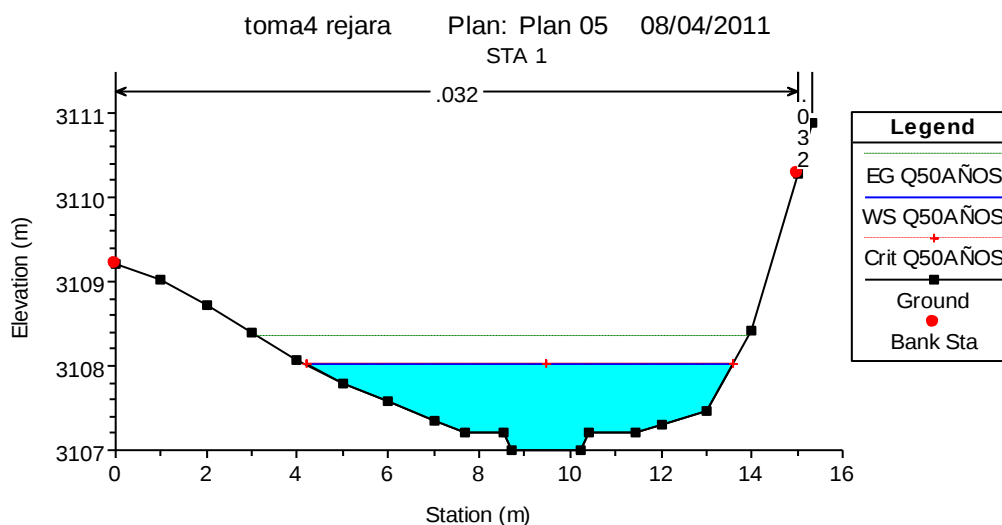
3.5.4 Obras de protección

3.5.4.1 Determinación de la altura de carga máxima

Una vez realizado el estudio hidrológico, se tiene la estimación de los caudales máximos para cada microcuenca de aporte, para un periodo de retorno de ($T = 50$ años), por lo tanto se procede a realizar la simulación de una crecida máxima, con todas las secciones transversales topográficas de las tomas con su respectivo caudal máximo, para determinar el tirante de crecida máxima y así saber si se necesita obras de protección, el resultado de todas las simulaciones refleja la necesidad de proteger las demás obras siguientes a la toma, específicamente nos referimos al canal de conexión toma desarenador y al desarenador mismo, los cálculos de estabilidad de los muros de protección diseñados en H^oC^o y las simulaciones de las crecidas máximas se las presenta en el Anexo N° 7.3 donde se indica la altura de carga máxima para cada sección de toma por microcuenca, por ejemplo para la toma 4.

Profile	Q Total	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Tirante
Toma 4	(m ³ /s)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)
Q50AÑOS	15,78	2,36	4,84	8,73	0,88

Gráfico N° 3. 15 Tirante de crecida Sub zona 4



El análisis de la estabilidad y dimensionamiento se resume en el Anexo N° 7.4

El siguiente cuadro resume los caudales máximos encontrados para cada subsistema, en la columna 3 los caudales máximos, en la columna 4 al caudal máximo de la columna 3 se le resta el caudal máximo de ingreso en la rejilla el cual es 0.087 m³/s, la columna 5 muestra el tirante máximo resultado de la simulación de cada sección, en la columna 6 se asume la altura del muro de protección que se generaliza para los demás subsistemas en tres tipos según las dimensiones del muro

Cuadro N° 3. 33 Resumen de los tirantes para caudales máximos de las micro-cuencas

N° Sub Sist.	Nombre Sub sistema	Qmáx (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	H muro calc. (m)	H muro adop. (m)
1	Central escuela	19.62	19.53	1.29	1.50
2	Total	14.89	14.80	1.26	1.50
3	Ojo de agua loma negra	17.74	17.65	1.12	1.50
4	Santa María	11.52	11.43	0.88	1.00
5	Pedregosa	14.65	14.56	1.30	1.50
6	Chilcar la patilla	12.05	11.96	1.16	1.00
7	Mesón	31.57	31.48	2.02	2.00
8	Huayllar ciénega	25.09	25.00	1.76	2.00
9	Camp chiquiro	37.99	37.90	1.30	1.50
10	Piedra grande	14.06	13.97	0.68	1.00
11	Punta grande	26.85	26.76	2.02	2.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 3. 34 Tipo de muro por subsistema según las dimensiones del muro

Altura de muros según Subsistema									
Tipo De Muro	Alto	SUB SISTEMA							cantidad
muro:A	1m	4	10						2
muro:B	1.5 m	1	2	3	5	6	8	9	7
muro:C	2m	7	11						2

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.2 Diseño de los muros de protección

Los muros de protección son diseñados de H°C° por lo tanto las dimensiones del muro son el resultado del análisis de estabilidad para soportar la altura de carga máxima encontrada verificando que los coeficientes de seguridad al volteo y al

deslizamiento sean mayores a 1.5, además que la resultante de las fuerzas actuantes este dentro del tercio central de la base.

El detalle de cálculo se presenta en Anexo N° 7.4 Estabilidad de muros de protección.

La estabilidad se ha determinado tomando en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Los esfuerzos producidos por la estructura de la base de fundación tienen que ser menores al máximo admisible y sólo de compresión. El terreno de fundación está constituido por roca y se admite una resistencia a la compresión de 10 kg/cm².

2.- El muro tiene que tener una seguridad dada contra el deslizamiento que puede ser producido por los esfuerzos horizontales.

Condiciones extraordinarias

Presión hidrostática con la crecida máxima de diseño

El factor de seguridad mínimo para estos casos será de $S = 1.5$

Los esfuerzos sobre el terreno, en condiciones normales y extraordinarias han sido determinadas en base a:

$$\sigma_1 = \frac{\sum N}{F} + \frac{\sum M}{W} \quad \sigma_2 = \frac{\sum N}{F} - \frac{\sum M}{W}$$

Donde:

σ_{1y2} = presión en la base (kg/cm²)

$\sum N$ = sumatoria de fuerzas normales (kgf)

F = área de la base (cm²)

$\sum M$ = sumatoria de los momentos en el centro de gravedad (kgf/cm²)

W = momento resistente en la base de fundación (cm²)

La resistencia contra el deslizamiento es:

Donde:
$$\frac{f(V)}{H} = S$$

V = fuerzas verticales en (kgf)

H = fuerzas horizontales (kgf)

f . = coeficiente de rozamiento.

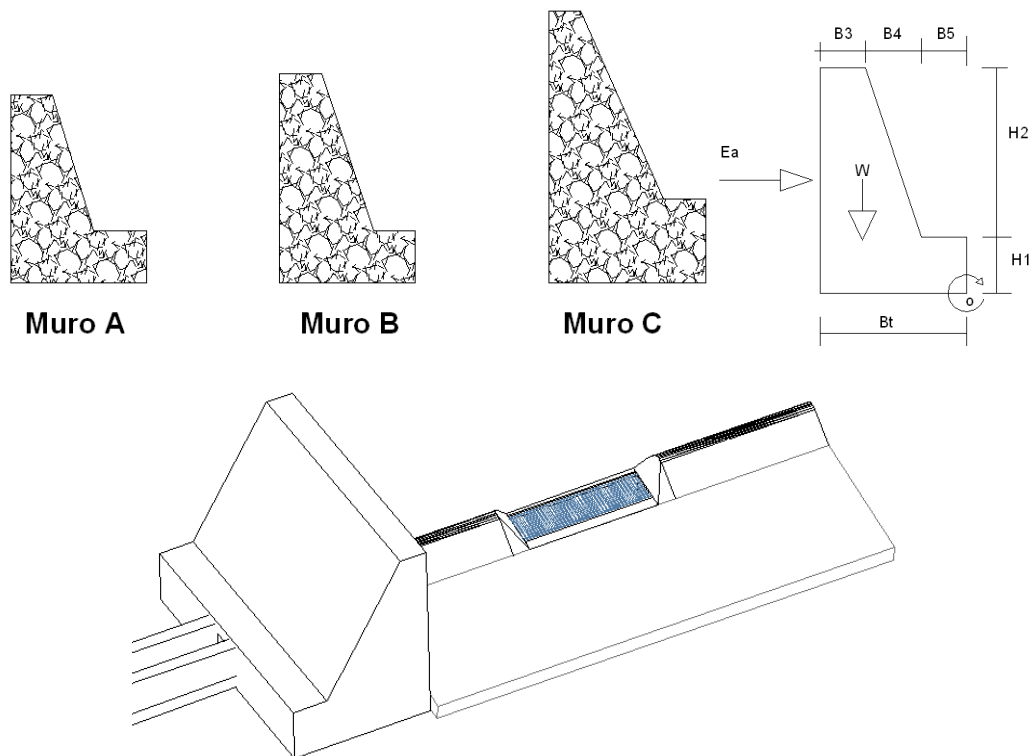
Las presiones en la base de la fundación σ (kgf/cm²) y el factor de seguridad contra el vuelco y deslizamiento son:

Cuadro N° 3. 35 Resumen de esfuerzos en la base y Factores de seguridad

Nivel	Parametro	A	B	C
Condicion Extraordinaria	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	0.32	0.43	0.57
	$\sigma_{\text{mín}}$ (kg/cm ²)	0.04	0.04	0.01
	Fs v	1.89	1.89	1.78
	Fs desl	1.65	1.66	1.59
Con Nivel Minimo	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	0.04	0.07	0.08
	$\sigma_{\text{mín}}$ (kg/cm ²)	0.40	0.51	0.62
	Fs v	526	514	512
	Fs desl	16500	16642	15882

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3. 16 Secciones de muros de protección, vista isométrica



3.5.5 Obras de conducción de agua

3.5.5.1 Consideraciones

Luego de la identificación de las zonas de riego se procedió a efectuar varios recorridos siguiendo el alineamiento tentativo para la conducción de agua desde la toma, por las características topográficas del sector que presenta zonas accidentadas con pendientes entre 3% y 30%, se considera que la conducción de caudales pequeños por pendientes pronunciadas mediante canales no es conveniente desde el punto de vista técnico económico, en vista que se necesitaría la implementación de disipadores de energía en mayor cantidad para controlar el flujo, el tirante de agua es pequeño dado que el ancho de un canal por limpieza tiene el ancho de una pala o ancho mínimo de 0.30 m, la pérdida de agua en canales de hormigón con caudales pequeños es mas significativa. Por otro lado la conducción forzada por tubería es conveniente para terrenos con pendiente pronunciada considerando además el aspecto económico se ve por conveniente la implementación de conducción por tubería de PVC para los subsistemas de riego en la comunidad de Rejará.

3.5.5.2 Caudal de diseño de las tuberías.-

El Caudal de diseño de las tuberías se determina del balance hídrico, donde se obtiene que Noviembre es el mes de máxima demanda, dado que los volúmenes de demanda son cubiertos con el volumen de oferta, no obstante se debe aclarar que existe subsistemas en los que caudales son pequeños menor a 10 l/s, por este motivo se ve conveniente la regulación diaria, esto se materializa almacenando agua en estanques para entregar a nivel de parcela un caudal mínimo de 10 l/s, considerando que los estanques están a nivel de parcela los caudales de diseño de la aducción por tubería se las realiza con el caudal de oferta que corresponde a este mes de máxima demanda, en los subsistemas que no requieren almacenamiento el caudal de oferta es mayor a 10 l/s a nivel de parcela por lo que el caudal de diseño será el caudal de demanda max calculado para regar un tiempo mínimo en hrs, determinado según la oferta de cada subsistema, el cálculo de todas las subzonas se las realiza de igual manera y en resumen se tiene:

- | | |
|--------------------------------|------------------|
| 1) Subzona N°1 Escuela central | Qd = 7.71 (l/s) |
| 2) Subzona N°2 Totoral | Qd = 8.40 (l/s) |
| 3) Subzona N°3 Ojo de agua | Qd = 7.32 (l/s) |
| 4) Subzona N°4 Santa María | Qd = 8.02 (l/s) |
| 5) Subzona N°5 Pedregosa | Qd = 6.46 (l/s) |
| 6) Subzona N°6 Chillcar | Qd = 6.17 (l/s) |
| 7) Subzona N°7 Mesón | Qd = 11.7 (l/s) |
| 8) Subzona N°8 Huayllar. | Qd = 7.79 (l/s) |
| 9) Subzona N°9 Campo Chiquiro | Qd = 11.7 (l/s) |
| 10) Subzona N°10 Piedra grande | Qd = 15.42 (l/s) |
| 11) Subzona N°11 Punta Grande | Qd = 14.04 (l/s) |

De acuerdo al balance hídrico la demanda máxima se presenta en el mes de Noviembre, los caudales de oferta mínima son extraídos de las micro cuencas de aporte del río Rejará, en los meses de estiaje el caudal proviene de los acuíferos, en el (Anexo N° 4) Hidrología se respalda las estimaciones realizadas.

3.5.5.3 Levantamiento topográfico.

En el trazado de la línea de aducción los trabajos topográficos son considerados prioritarios por esta razón se han extremado esfuerzos para el acopio de mayor cantidad de información al respecto.

3.5.5.4 Línea de aducción

Basándose en la información topográfica, se procedió al trazado de las líneas de aducción, luego de varias tentativas de trazado, considerando que la profundidad de excavación de las tuberías no sea excesiva y cuidando que se tenga que atravesar el menor número de pasos de quebrada.

En los planos bimodales respectivos se presenta las plantas y el perfil longitudinal del trazado de cada uno de los subsistemas; las elevaciones del terreno se obtuvieron con

interpolación lineal con los puntos de la topografía, también se muestran las obras de paso de quebrada.

Sobre la base de esta información, se procedió al diseño hidráulico en gabinete el cual se presenta a continuación.

3.5.5.5 Diseño hidráulico de tuberías.

La conducción de agua para riego se la realizará por tuberías dadas las pendientes a vencer son elevadas y los caudales de oferta son pequeños, no se justifica el transporte por canales de hormigón.

3.5.5.6 Material y clase de tubería.

Las tuberías utilizadas en los subsistemas son de PVC (Policloruro de vinil), entre las ventajas podemos mencionar: la excelente resistencia a la corrosión, liviana y de fácil manipuleo, no sujeta a electrolisis, mínima carga por fricción, las desventajas son que sólo puede funcionar hasta temperatura de 50 °C, baja resistencia a la flexión, puede perforarse. Los diámetros utilizados en el proyecto son de: 3" y 4" de clase C-6, tuberías de diámetro: 2 ½", 3" de clase C-9, tuberías de diámetro: 2 ½" y 3" de clase C-12, tuberías de diámetro: 2", 2 ½" y 3" de clase C-15 por último se trabaja también con tubería de diámetro 2", 2 ½" E40 (Esquema 40). En el siguiente cuadro se tiene los diámetros comerciales según clase y esquema.

Cuadro N° 3. 36 Diámetros y clase comerciales para tubos PVC

Ø (plg)	CLASE 6	CLASE 9	CLASE 12	CLASE 15	E40
1				1	1
1.5			1.5	1.5	1.5
2		2	2	2	2
2.5		2.5	2.5	2.5	2.5
3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4

Fuente: Tarplas

Presión de trabajo según clase:

Clase 6 = 6 bares = 60 m.c.a.

Clase 9 = 9 bares = 90 m.c.a.

Clase 12 = 12 bares = 120 m.c.a.

Clase 15 = 15 bares = 150 m.c.a.

La presión de trabajo de las tuberías Esquema 40 depende del diámetro nominal.

$\varnothing_{\text{nominal}} = 2 \text{ plg} = 19.69 \text{ kg/cm}^2 = 169.9 \text{ m.c.a.}$

$\varnothing_{\text{nominal}} = 2 \frac{1}{2}'' \text{ plg} = 21.09 \text{ kg/cm}^2 = 210.9 \text{ m.c.a.}$

3.5.5.7 Velocidades admisibles en las tuberías

Las velocidades admisibles en las tuberías deben estar dentro un rango cuyos límites son la velocidad mínima y la velocidad máxima.

3.5.5.7.1 Velocidad mínima:

Es la que no produce sedimentación (depósitos de materiales sólidos en suspensión), valores experimentales indican que este valor mínimo es 0.30 m/s, velocidades menores, disminuyen la capacidad de conducción de la tubería por reducción de área hidráulica.

3.5.5.7.2 Velocidad máxima:

Las velocidades máximas permisibles en tuberías depende del material de la tubería en el caso de PVC la velocidad máxima permisible es 5 m/s; Se debe verificar que las velocidades de diseño, estén comprendidas entre los límites indicados.

3.5.5.8 Pérdidas de carga en tuberías

La determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se la calcula con la fórmula de Hazen Williams recomendada para diámetros entre 50 y 3500mm, según “Reglamento técnico de diseño de aducciones para sistemas de agua potable”.

$$J = \alpha * L * Q^n * f \quad \alpha = \frac{1.21957 * 10^{10}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

J: pérdida de carga por fricción, en m.

L: longitud de cálculo, en m.

Q: caudal de diseño, en l/s.

C: coeficiente de Hazen Williams. Para PVC: C = 140

D: diámetro de la tubería, en m.

n: exponente de fórmula, para Hazen Williams: n = 1.85

f = 1.1: factor incremental para remplazar las pérdidas locales en 10% de J

3.5.5.9 Presiones maximas

La presión estática máxima de la tubería de aducción no debe ser mayor al 80% de la presión nominal de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de los accesorios y válvulas a utilizarse.

3.5.5.9.1 Planilla de presiones

Para el análisis hidráulico de flujo en las tuberías nos apoyamos en las planillas de presiones, mediante la cual se controla los parámetros hidráulicos de diseño desde la toma hasta el punto de entrega de agua a las parcelas, verificando que se cumpla los rangos de velocidad y que la sumatoria de pérdida de carga parcial de cada tramo no dificulte llegar al punto de riego, a pesar de atravesar los pasos de quebrada, sin existir estancamientos por falta de presión expresada en altura de carga en el trayecto de la aducción por tubería hasta los estanques de almacenamiento en otros hasta las parcelas de riego.

PLANILLA DE PRESIONES ZONA 1																				
ZONA	No 1	ESCUELA CENTRAL		Desnivel	Longitud	Longitud	Nº Cámara	Diámetro	Velocidad	Clase	Caudal	Pérdidas			COTA TUBERIA		PRESION ESTATICA		PRESION DINAMICA	
Prog	Cota R	Prog	Long Parcial		h	D.I. parcial	D.I. acum	Rompe	Ø			Q	J	ΣJ		Entrada	Salida	Entrada	Salida	
	(m.s.n.m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	presión	(plg)	(m/seg)	PVC	(l/s)	(m)	(m)		(m.s.n.m)	(m.c.a.)	(m.c.a.)	(m.c.a.)	
0+000.00	3225.07	0.00	0.00																	
0+005.00	3224.00	5.00	5.00	1.07	5.11	5.11		3	1.69	6	7.71	0.22	0.22	3225.07	3224.00	0.60	1.67	0.60	1.45	
0+010.00	3223.90	10.00	5.00	0.10	5.00	10.11		3	1.69	6	7.71	0.21	0.43	3224.00	3223.90	1.67	1.77	1.45	1.33	
0+020.00	3223.71	20.00	10.00	0.19	10.00	20.12		3	1.69	6	7.71	0.43	0.86	3223.90	3223.71	1.77	1.96	1.33	1.10	
0+30.00	3223.52	30.00	10.00	0.19	10.00	30.12		3	1.69	6	7.71	0.43	1.29	3223.71	3223.52	1.96	2.15	1.10	0.86	
0+40.00	3222.10	40.00	10.00	1.42	10.10	40.22		3	1.69	6	7.71	0.43	1.73	3223.52	3222.10	2.15	3.57	0.86	1.85	
0+50.00	3220.68	50.00	10.00	1.42	10.10	50.32		3	1.69	6	7.71	0.43	2.16	3222.10	3220.68	3.57	4.99	1.85	2.83	
0+57.01	3219.68	57.01	7.01	1.00	7.08	57.40		3	1.69	6	7.71	0.30	2.47	3220.68	3219.68	4.99	5.99	2.83	3.52	
0+60.00	3219.60	60.00	0.00	0.08	60.39			3	1.69	6	7.71	0.13	2.60	3219.68	3219.60	5.99	6.07	3.52	3.48	
0+70.00	3219.32	70.00	10.00	0.27	10.00	70.39		3	1.69	6	7.71	0.43	3.03	3219.60	3219.32	6.07	6.35	3.48	3.32	
0+80.00	3219.05	80.00	10.00	0.27	10.00	80.40		3	1.69	6	7.71	0.43	3.45	3219.32	3219.05	6.35	6.62	3.32	3.17	

Descripción de la planilla de cálculo hidráulico de tuberías.

La planilla de presiones presenta las siguientes columnas:

Columna 1: progresivas Prog1: 0+000 , Prog2: 0+010 , etc.

Columna 2: cotas en msnm. Cota 1, Cota 2,

Columna 3: longitud horizontal parcial, en (m). Lhp = Prog2- Prog1

Columna 4: desnivel topográfico parcial, en (m). $h = \text{Cota 1} - \text{Cota 2}$

Columna 5: longitud inclinada parcial, en (m). $Lip = ((Lhp^2) + (h^2))^{0,5}$

Columna 6: longitud inclinada acumulada, en (m). $\sum Lip1 = Lip1, \sum Lip2 = Lip1 + Lip2$

Columna 7: número y tipo de cámara

Columna 8: diámetro del tubo (plg)

Columna 9: velocidad del agua dentro el tubo (m/s) $V = Q/\text{Area tubo}$

Columna 10: Clase de tubería según la presión admisible: Clase 6, Clase 9.. etc.

Columna 11: Caudal de diseño, en (l/s)

Columna 12: Pérdida de carga “J” en (m.c.a.) $J = \alpha * L * Q^n * f$

$$\alpha = \frac{1.21957 * 10^{10}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Para tubo de (PVC), $C = 140$

D = diámetro del tubo en m.

L = longitud inclinada del tubo (m).

f = factor incremental por pérdidas localizadas asumido como 10% de J .

Columna 13: Pérdida de carga acumulada “ $\sum J$ ” en (m.c.a.)

Columna 14: Cota de entrada en (m.s.n.m.) Cota 1, Cota 2, etc.

Columna 15: Cota de salida en (m.s.n.m.) Cota 2, Cota 3, etc.

Columna 16: Presión estática de entrada en (m.c.a.) el primer dato es el ahogamiento de la cámara de entrada (0.60m.) que sale posterior al desarenador.

$$P.E.E.1 = 0.60 \text{ m}$$

$$P.E.E.2 = P.E.S.1$$

Columna 17: Presión estática de salida en (m.c.a.)

$$P.E.S.1 = \text{Cota entrada 1} - \text{Cota salida 1} + P.E.E.$$

$$P.E.S.2 = \text{Cota entrada 1} - \text{Cota salida 2} + P.E.E.$$

Columna 18: Presión dinámica de entrada en (m.c.a.)

$$P.D.E.1 = P.E.E.1$$

$$P.D.E.2 = P.D.S.1$$

Columna 19: Presión dinámica de salida en (m.c.a.)

$$P.D.S.1 = P.E.S.1 - \sum J1$$

$$P.D.S.2 = P.E.S.2 - \sum J2$$

Las gráficas representan las siguientes cotas en función de la progresiva.

Cota terreno = Cota terreno1, Cota terreno2, etc.

Cota presión estática1 = Cota terreno1 + presión estática de entrada 1 (P.E.E.1)

Cota presión estática2 = Cota terreno2 + presión estática de salida 2 (P.E.S.1)

Cota presión dinamica1 = Cota presión estática1 – ($\sum J1 + v_1^2 / (2 * 9.81)$)

Cota presión dinamica2 = Cota presión estática2 – ($\sum J2 + v_2^2 / (2 * 9.81)$)

Por lo tanto las graficas representan lo siguiente.

1 Progresiva Vs Cota terreno

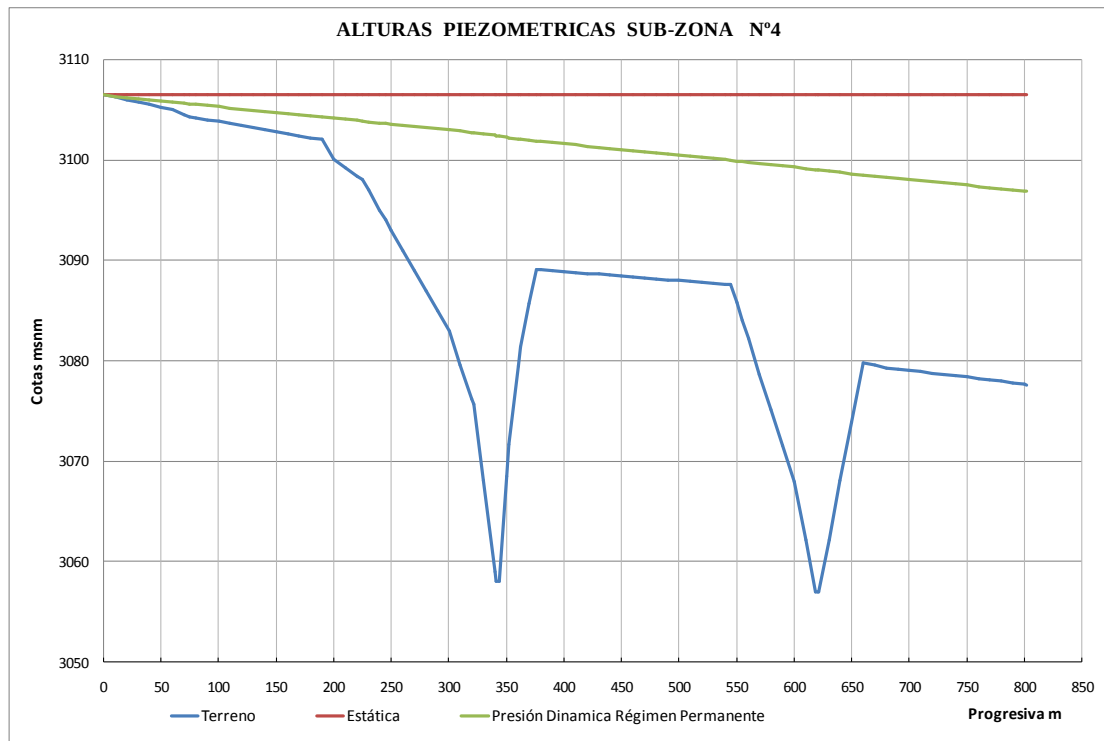
2 Progresiva Vs Cota presion estatica

3 Progresiva Vs Cota presion dinámica

Las planillas y gráficos de presiones de los 11 subsistemas se presentan en el Anexo N° 7.5

En el diseño del sistema de riego Rejará dadas las características para la mejor alternativa se ha previsto de la implementación de 16.58 Km. de conducción por tubería.

Gráfico N° 3.17 Alturas piezométricas Subzona 4



Elaboracion propia

3.5.5.10 Profundidad de instalación

La profundidad a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser realizada de acuerdo a lo especificado para diámetros de 12.7 a 76 mm y para áreas de cultivo y calles con tráfico liviano asumimos como profundidad de zanja mínimo $\text{prof} = 0.60 \text{ m}$; Ancho de zanja = 0.40 m.

3.5.6 Obras de paso de quebrada

En el paso de la tubería de aducción por fondos de quebradas por donde pueda ocurrir un escurrimiento de aguas de avenidas, siendo el conducto elevado, debe dejarse una sección libre suficiente para permitir el paso del caudal máximo correspondiente a una lluvia máxima con un período de recurrencia de 20 años, y deben preverse apoyos protegidos contra la corrosión.

En el subsistema N° 11 (Punta Grande) se presenta una quebrada con 3.4 metros de altura, la luz es de 9 metros para este caso se prefiere un puente colgante debido a que el fondo de la quebrada presenta suelo inestable, por ese motivo se descarta emplazar puentes de hormigón donde necesariamente se debería colocar una columna, las excavaciones para las zapatas tendrían que ser muy profundas para encontrar suelo estable, las columnas tendrían secciones muy esbeltas.

En el subsistema N° 9 (Campo Chiquiro) se presenta una quebrada con 5.5 metros de altura, la luz es de 15 metros para este caso se prefiere un puente colgante debido a las características del suelo y a la profundidad que se reflejaría en el costo de un puente de hormigón armado si se emplazara columnas que tendrían que ser muy esbeltas, además de las zapatas que tendrían un área mayor.

3.5.6.1 Puente acueducto colgante

Una alternativa apropiada a las características de la zona es el emplazamiento de un puente acueducto colgante, a continuación se describe la metodología empleada para los cálculos del diseño tanto del diámetro de cable principal y de las pendolas que transmiten las cargas al cable principal, se determina también las dimensiones de los bloques de anclaje del cable principal, se determina el diámetro de los tubos de F°G° con la que se construye la estructura de las torres donde se apoya el cable principal.

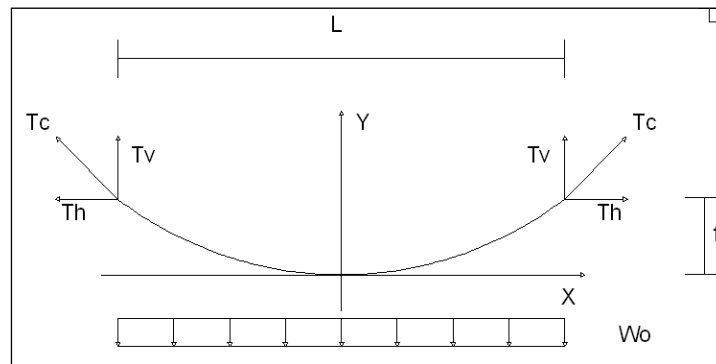
3.5.6.1.1 Cálculo estructural

Los puentes colgantes se calculan considerando que el cable principal debe formar una catenaria, la tubería está sostenida por cables de acero, que se apoyan los extremos en torres de F°G° de sección circular, las torres tienen la forma de “A”

Para el diseño del cable principal del puente colgante se deben tomar en cuenta las siguientes cargas:

- ✚ Peso de la tubería (q_{tu}).....Kg/m
- ✚ Peso del agua dentro de la tubería (q_v)Kg/m
- ✚ Peso del cable principal y pendolas (q_c).....Kg/m
- ✚ Peso de los accesorios (q_{acc}).....Kg/m

Por lo tanto la sumatoria de las anteriores cargas es la carga total W_o (kg/m), que es la carga de diseño que origina las diferentes tensiones en el cable principal:



Para el cable principal de acuerdo al anterior gráfico tenemos:

Flecha del cable:
$$f = \frac{L}{10}$$

Tensión horizontal máxima:
$$H = \frac{w * L^2}{8 * f}$$

Tensión vertical máxima:
$$V = w * (L - esp) * \frac{1}{2}$$

Tensión máxima en el cable:
$$T = \sqrt{V^2 + H^2}$$

Donde:

f : flecha del cable, en m

L : Luz que cubre el cable, en m

H : Tensión horizontal, en kg

W_o : Carga total distribuida en el cable, en kg/m

V: Tensión vertical, en kg

T: Tensión solicitante en el cable, en kg

Adoptando inicialmente un diámetro de cable de se encuentra el área neta (A_n), con el esfuerzo nominal a tracción para cable grado 250 ksi. La tensión admisible que soportaría el cable es de:

$$T_{adm} = \sigma_{adm} * A_n$$

Luego de calculados estas tensiones, se determina el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{T_{adm}}{T_{solicitante}}$$

El factor de seguridad deberá ser mayor a 1.5, de esta manera se logra conocer el diámetro adecuado del cable principal que resulta de $\varnothing \frac{1}{4}$ " para el cable principal, para un espaciamiento entre péndolas de 1.50m.

La longitud del cable principal "Lc" en el tramo curvo se la determina con la ecuación:

$$L_c = L \left[1 + \frac{8}{3} * \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} * \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

La longitud de los extremos: $L_{IZQ} = L_{DER}$

$$L_{IZQ} = \frac{H}{\cos \alpha}$$

La longitud de doblado "ld": 1 m

Longitud total

$$L_{TOTAL} = L_c + L_{IZQ} + L_{DER} + l_d$$

Diseño de péndolas.-

Para el diseño de las péndolas, se define previamente el espaciamiento entre las mismas de 1.5m, considerando que son elementos sometidos a tracción simple, se debe cumplir la condición antes anotada.

$$T_c = W_o * l$$

W_o : Carga total distribuida en el cable, en kg/m

T_c : Tensión en el cable, en kg

l : espaciamiento entre péndolas, en m

A : Es el área de la sección del cable de diámetro conocido, en mm²

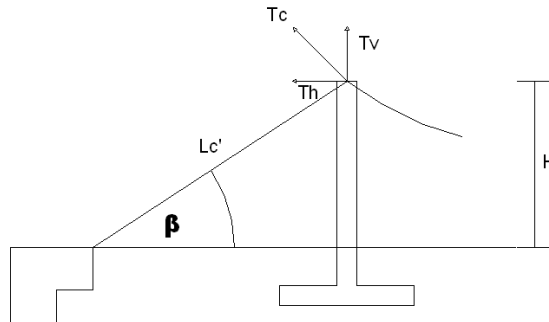
σ_t : Esfuerzo del cable

σ_{ADM} : Esfuerzo admisible del acero

Se determina el largo del cable principal se usa la siguiente expresión:

$$L_c = L \left[1 + \frac{8}{3} * \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} * \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

Para calcular la longitud total del cable principal “LT”, al de “Lc” encontrado, debemos aumentar la longitud del cable, entre el apoyo del mismo y el anclaje en el terreno (Lc’), para lo cual se determina el ángulo que forma éste con la horizontal.



$$LT = L_c + 2 * L_{c'} \quad \beta = \tan^{-1} \left(\frac{T_v}{T_h} \right) \quad L_{c'} = \frac{H}{\sin(\beta)}$$

La longitud de las péndolas se obtiene con la ecuación de la curva que es:

$$y = \frac{0.4}{L} * \left(x - \frac{L}{2} \right)^2 + 0.3$$

Con esta ecuación se obtienen las longitudes de cada una de las péndolas, que están dispuestas a 1.50m de separación entre ellas, además para establecer la longitud total del cable que se emplea en las péndolas se añade 0.80m como longitud de amarre, en el cable principal se añade 1.0m por lado como longitud de amarre.

Cuadro N° 3. 37 Longitud de cables puente acueducto colgante

LONGITUD DE CABLES Φ 1/4"										
N° Nudo	COORDENADAS		Accesorios			LONGITUD				
	LOCALES		N°	N°	N°	Cable	Cable	Doble	Total	Total
	X	Z	Mordazas	Guardacables	Tensor	principal	pendolas	z	pendolas	principal
	m	m	Pzas	Pzas	Pzas	m	m	m	m	m
	-2,90	0,00	6	3	1	0,00				
1	0,00	1,2				3,24		1,00		4,24
2	1,50	0,7	4	2		1,58	0,70	0,80	1,50	1,58
3	3,00	0,4	4	2		1,53	0,40	0,80	1,20	1,53
4	4,50	0,3	4	2		1,50	0,30	0,80	1,10	1,50
5	6,00	0,4	4	2		1,50	0,40	0,80	1,20	1,50
6	7,50	0,7	4	2		1,53	0,70	0,80	1,50	1,53
7	9,00	1,2				1,58				1,58
	11,90	0	6	3	1	3,24		1,00		4,24
	Total :		32	16	2			Total :	6,5	17,7
								perdidas 3 %	0,20	0,53
								Long asumida:	7,0	19,0

Fuente: elaboración propia

Diseño de torres de apoyo de F°G°

Para el diseño de las torres, se adopta una sección circular regular, la torre tiene estructura simétrica, con las reacciones que las cargas transmiten al cable principal se diseña las torres, esta se las realiza con el software RAM ADVANCE, del cual extraemos los resultados del dimensionamiento de diámetros siguiente:

Cuadro N° 3. 38 Coordenadas y longitudes de torres de apoyo de puente colgante

N°	Nudo		Longitud (m)	Material	Φ Tubo F°G°
Miembro	Inicial	final	Tubo	Acero	(plg)
1	1	2	0,64	A36	3/4"
2	2	6	0,64	A36	3/4"
3	5	4	0,64	A36	3/4"
4	4	6	0,64	A36	3/4"
5	2	3	0,16	A36	3/4"
6	3	4	0,16	A36	3/4"
7	3	9	0,92	A36	3/4"
8	6	7	0,60	A36	1 1/4 "
9	7	8	0,64	A36	3/4"
10	8	12	0,64	A36	3/4"
11	7	10	0,64	A36	3/4"
12	10	11	0,64	A36	3/4"
13	8	9	0,16	A36	3/4"
14	9	10	0,16	A36	3/4"

Tubo F°G° 3/4"	7,50	m
Tubo F°G° 1 1/4 "	0,60	m

La reacción en los apoyos de la torre se transmite al suelo de fundación mediante bloques de H^oC^o este esfuerzo deberá ser menor al esfuerzo admisible del suelo de fundación.

Diseño de fundación.-

Para la fundación de la columna se adoptó bloques de hormigón, para lo cual se considera la carga transmitida por el cable, el peso de la columna y el peso propio de la fundación con lo que el esfuerzo transmitido al suelo es:

$$\sigma_t = Fz / A_{ap}$$

Donde:

A: área de apoyo del bloque, en cm²

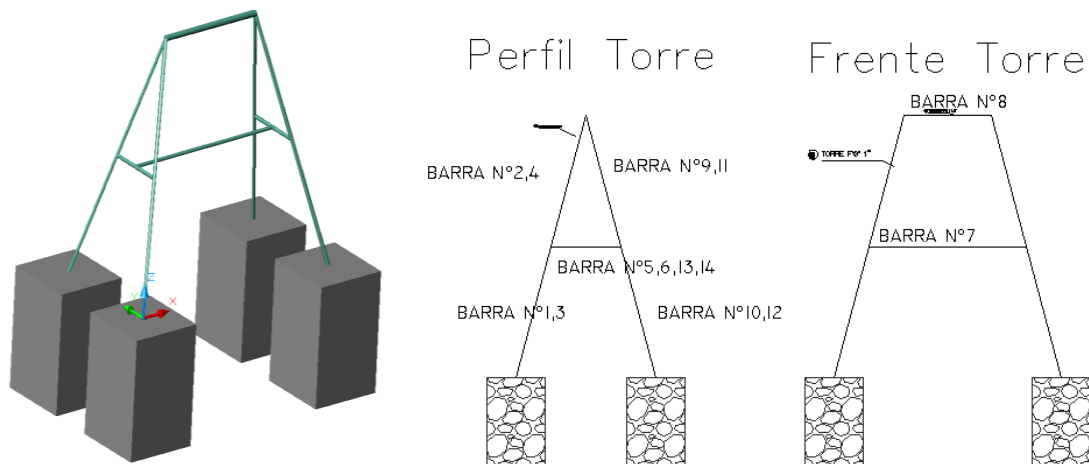
Fz: reacción en la base de la torre, kg

σ : esfuerzo transmitido al suelo de fundación.

El esfuerzo que transmite al suelo debe ser menor o igual al esfuerzo del terreno a fundar.

$$\sigma_t < \sigma_{adm}$$

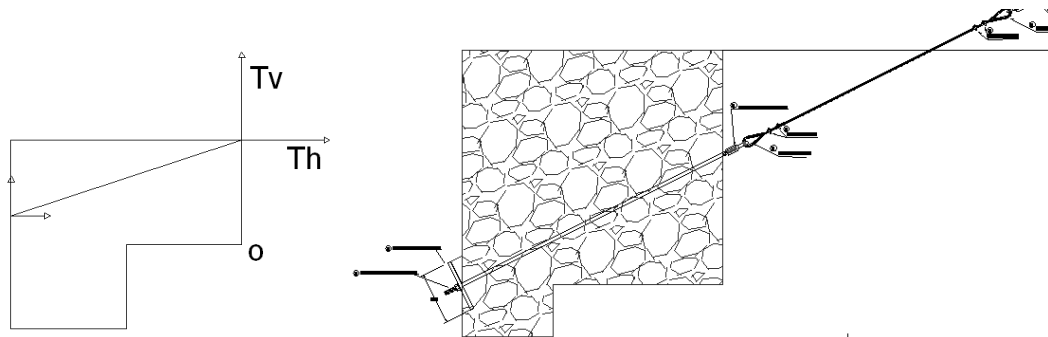
Gráfico N° 3. 18 Esquema de torres de apoyo de puente colgante



Diseño de bloques de anclaje.-

Las dimensiones del bloque de anclaje se determinan, considerando que las cargas transmitidas a éste por el cable, tienden a voltear y a deslizar al mismo y que las fuerzas resistentes a estos efectos son el peso propio del bloque y la fuerza de rozamiento entre el bloque y el terreno.

Asumiendo dimensiones para los bloques de anclaje se debe cumplir los coeficientes de seguridad al vuelco y deslizamiento sean mayores a la unidad.



$$DSD = \frac{Fr}{Fd} \geq 1$$

$$CSV = \frac{Mr}{Mv} \geq 1$$

Donde:

CSV: coeficientes de seguridad al vuelco

CSD: coeficientes de seguridad al deslizamiento

Mr: momento resistente al vuelco

Mv: momento que tiende a volcar la estructura

Fr: Fuerza que se opone al deslizamiento

Fd: Fuerza que tiende a deslizar la estructura

Los esfuerzos sobre el terreno, han sido determinadas en base a:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{L}\right) \quad \sigma_2 = \frac{P}{A} * \left(1 - \frac{6 * e}{L}\right)$$

Donde:

$$\sigma_{1y2} = \text{Esfuerzo en la base (kg/cm}^2\text{)}$$

P = fuerzas normales (kgf)

A = área de la base (cm²)

L = largo de la base (cm)

e = excentricidad en (cm)

Dimensionamiento dispositivo anclaje cables principales

$$\sigma_{Adm} = \frac{T_{bar}}{A} \rightarrow \phi_{Barra} = 1.40 * \sqrt{\frac{T_{Barra}}{\sigma_{Adm} * \pi * 0.175}} =$$

Se utiliza barras de $\phi = 1/2''$

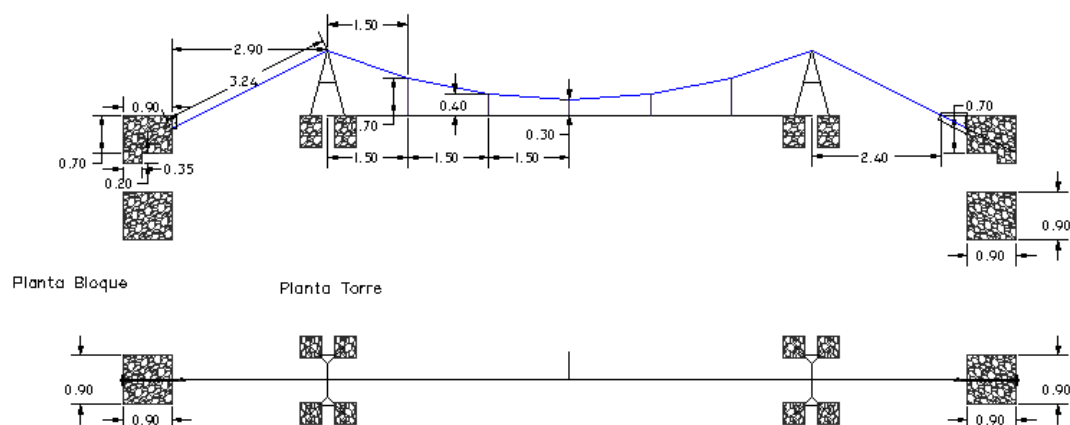
En el Anexo N° 7.6 se presenta el detalle de cálculo estructural de los dos puentes colgante.

Cuadro N° 3. 39 Detalle de la ubicación de los puentes acueducto colgante

PAC N°	Nombre Sub Sistema y Progresiva	Tubo FG Ø (plg)	Longitud (m)
9	Campo Chiquiro Prog 1+060,61	3"	15
11	Punta Grande Prog 0+233.42	4"	9

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 3. 19 Esquema de puente acueducto colgante



3.5.7 Obras complementarias

Entre las obras complementarias que se utiliza en los sistemas de conducción por tubería se toma en cuenta las cámaras de válvulas para la distribución a los ramales, distribución parcelaria, además de cámaras de desfogue.

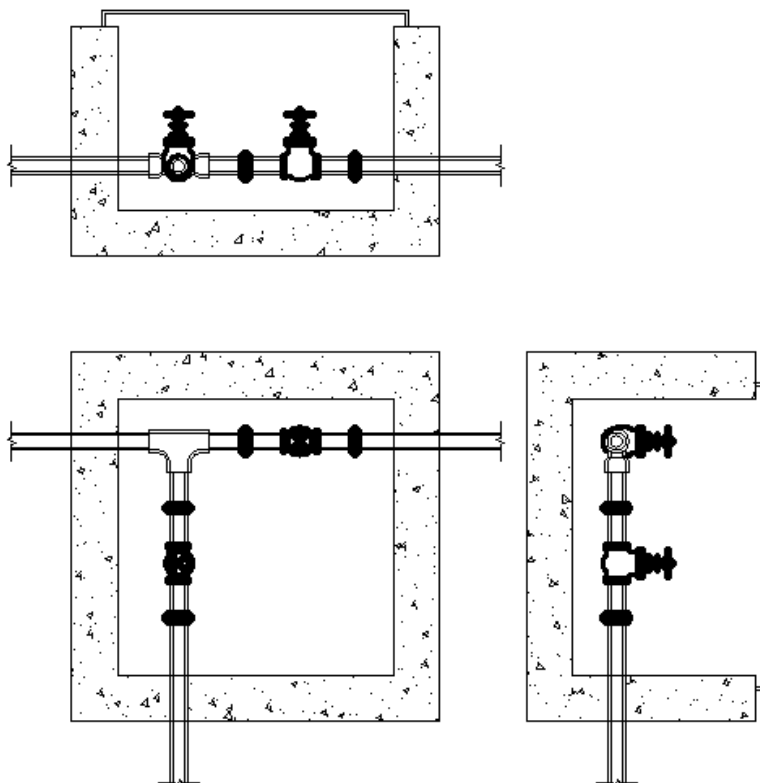
3.5.7.1 Cámara de válvulas para distribución

Se trata de cámara simple que resguarda los accesorios de distribución directa mediante una “T”, cuenta con válvulas de regulación para cada ramal, la ubicación y cantidad son las siguientes.

Cuadro N° 3. 40 Ubicación de cámaras de distribución

Módulo	Cámara De Valvulas P/Distribución (90x90cm)	Cantidad
Zona N° 3	Ojo de Agua CVD-1,2 prog 0+598.11 prog 1+130	2.00
Zona N° 9	Campo chiquiro y puerta Ciéneguilla CVD-3,4 prog 0+320 prog 0+740	2.00

Gráfico N° 3. 20 Esquema cámara de válvulas para distribución



3.5.7.2 Cámara de válvulas de purga de lodos (desagüe)

Estas cámaras de inspección protegen a las válvulas de desagüe que están en los puntos más bajos de la aducción son accionadas para eliminar el sedimento dentro la tubería.

La instalación de las válvulas de limpieza y drenaje se debe realizar a través de una tubería que tenga en principio el mismo diámetro de la aducción, pudiendo luego ser disminuida a través de una reducción excéntrica, de manera que se permita la total evacuación hasta un punto de descarga alejado del trazado.

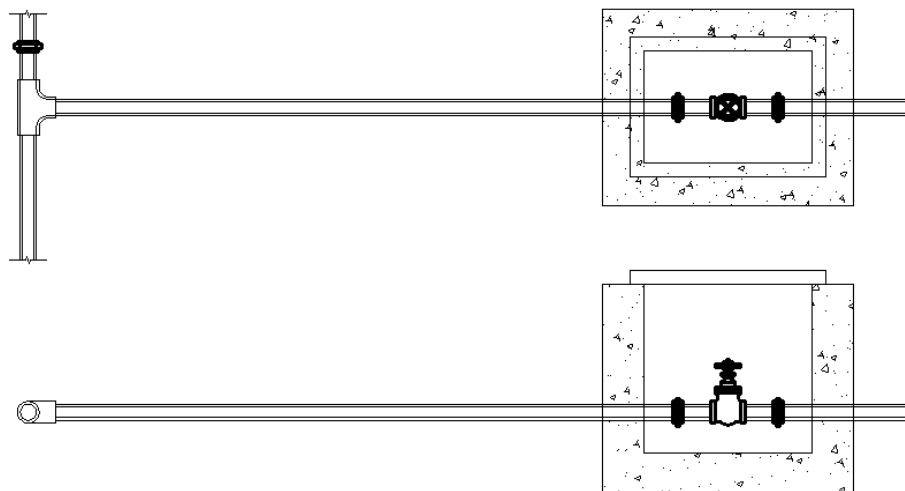
El dimensionamiento de la descarga debe hacerse sobre la base de:

- La obtención de una velocidad mínima compatible con la remoción del material sedimentado en su interior, durante por lo menos el primer minuto de descarga.
- El tiempo máximo para su realización sea impuesta por las condiciones de peración.
- El caudal máximo permitido por el receptor del agua de la descarga.

Cuadro N° 3. 41 Ubicación de cámara de purga

MÓDULO CÁMARA DE VÁLVULAS P/PURGA (60x40cm)	Cantidad
Zona N° 4 Santa María prog 0+343.49 prog 0+618.81	2.00
Zona N° 9 Campo chiquiro y puerta Ciéneguilla prog 0+560	1.00

Gráfico N° 3. 21 Cámara de válvula para purga



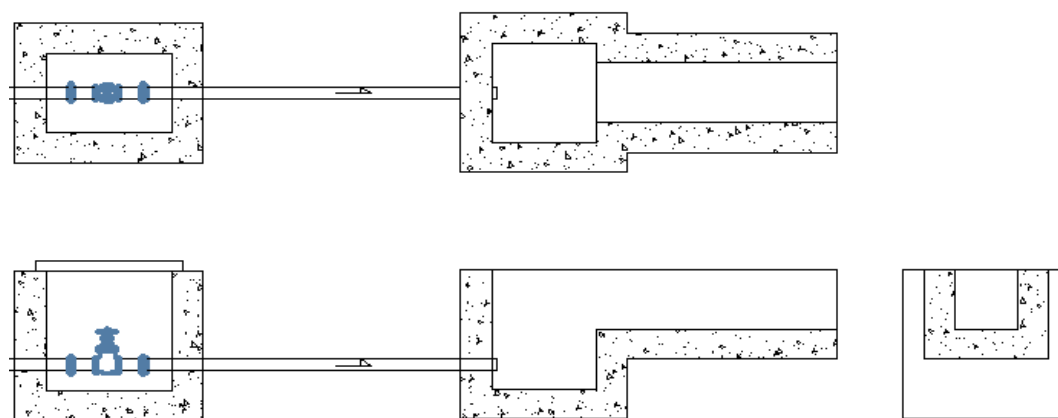
3.5.7.3 Cámara de desfogue

Se utiliza para romper la presión de llegada para conducir mediante las acequias a las parcelas y no erosionar el suelo:

Cuadro N° 3. 42 Ubicación de cámaras de desfogue

Modulo Camara de Desfogue	Cantidad
Zona N° 1 Escuela Central prog 1 + 650.27	1
Zona N° 2 Totoral prog: 2 + 048.75	1
Zona N° 3 Ojo de Agua prog:1+920.03 ramal(1) 0+761.06 ramal(2) 0+121.65	3
Zona N° 4 Santa María prog: 0 + 802.27	1
Zona N° 5 Pedregosa prog: 1 + 120.35	1
Zona N° 6 Chilcar la Patilla prog: 0 + 575.75	1
Zona N° 7 Meson prog 0 + 420	1
Zona N° 8 Huayllar + Ciénega prog 4 + 420.64	1
Zona N° 9 Campo chiquiro prog:0+320_0+740_1+159.92	3
Zona N° 10 Piedra Grande prog: 0 + 752.39	1
Zona N° 11 Punta Grande prog 0 + 674.93	1

Gráfico N° 3. 22 Cámara de válvula y cámara de desfogue



3.5.8 Obras de regulación

Los reservorios son estructuras de almacenamiento de agua destinadas a la acumulación temporal de cierto volumen de agua, la necesidad de contar dentro del sistema de riego se debe a lo siguiente: el caudal con el que se necesita regar es

menor al caudal de oferta, por lo que es necesario su acumulación en un periodo de tiempo, para poder aplicar el riego con un caudal mayor.

3.5.8.1 Obra de entrega a las fincas con Estanque de H°C°

Dados los caudales de diseño de los 11 sub-sistemas, se identifica que en 9 de ellos los caudales de oferta son pequeños pero suficientes si se riega las 24 horas del día y además si se cuenta con un sistema de riego de alta frecuencia como los sistemas de aspersión o goteo, en este caso no se cuenta con este tipo de riego presurizado.

Según el estudio hidrológico no todas las microcuencas ofertan el módulo de riego mínimo de 10 l/s, por este motivo se prevee el almacenamiento en estanques para la regulación diaria. Para el almacenamiento de estos volúmenes de agua se considera como reservorio a los estanques de H°C°.

Los volúmenes de diseño de los estanques de H°C° se resume en el siguiente cuadro extraídos del Anexo 6.1 y explicados en el punto 3.1.7 (Regulación diaria)

Cuadro N° 3. 43 Resumen de los estanques de regulación

MÓDULO ESTANQUES DE H°C° y Módulo Cámara de Válvulas (90 x 60 cm)	Cantidad	Reservorio N°	Volumen de demanda m3
Zona N° 1 Escuela Central prog 1 + 650.27	1	1	164.0
Zona N° 2 Totoral Peña Blanca prog: 2 + 110.03 ramal 0 + 294.01	1	2	144.6
Zona N° 3.1 Ojo de Agua prog:1+290.03	1	3	53.5
Zona N° 3.2 Ojo de Agua ramal(1) prog: 0+761.06	1	4	53.5
Zona N° 3.3 Ojo de Agua ramal(2) prog: 0+121.65	1	5	32.7
Zona N° 4 Santa María prog: 0 + 802.27	1	6	103.1
Zona N° 5 Pedregosa prog: 1 + 120.35	1	7	91.0
Zona N° 6 Chilcar la Patilla prog: 0 + 575.75_ 0 + 375.43	1	8	120.0
Zona N° 7 Meson	0	-	-
Zona N° 8 Huayllar + Ciénega prog 4 + 420.64	1	9	137.5
Zona N° 9 Campo Chiquiro	0	-	-
Zona N° 10 Piedra Grande prog: 0+490_0 + 752.39	1	10	46.4
Zona N° 11 Punta Grande prog 0 + 674.93	1	11	37.7

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 3. 44 Dimensiones de los estanques de regulación

Zona	N°	Largo m	Ancho m	Alto muro m	Alto agua m	B.L. m	Perd. %	Vol. Diseño m3	Vol. Demanda m3	Obs Vdis > Vdem
1	1	8.5	8.5	2.45	2.30	0.15	1.2%	166.0	164.0	¡Cumple!
2	2	8	8	2.45	2.30	0.15	1.7%	147.0	144.6	¡Cumple!
3.1	3	5.4	5.4	2	1.85	0.15	0.9%	54.0	53.5	¡Cumple!
3.2	4	5.4	5.4	2	1.85	0.15	0.9%	54.0	53.5	¡Cumple!
3.3	5	4.2	4.2	2	1.87	0.13	0.9%	33.0	32.7	¡Cumple!
4	6	7.5	7.5	2	1.85	0.15	0.9%	104.0	103.1	¡Cumple!
5	7	7	7	2	1.88	0.12	1.1%	92.0	91.0	¡Cumple!
6	8	8	8	2	1.89	0.11	0.8%	121.0	120.0	¡Cumple!
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	9	8	8	2.3	2.17	0.13	1.1%	139.0	137.5	¡Cumple!
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	10	5	5	2	1.88	0.12	1.2%	47.0	46.4	¡Cumple!
11	11	4.5	4.5	2	1.88	0.12	0.7%	38.0	37.7	¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia

Para cada altura de muro se ha realizado el análisis de estabilidad en condición extraordinaria nivel máximo y con nivel mínimo.

En el siguiente cuadro se presenta los esfuerzos extremos y los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento, en ambas condiciones de trabajo.

Cuadro N° 3. 45 Resumen de los resultados del análisis de estabilidad de estanques

Nivel	Parametro	h = 2.45 m	h = 2.30 m	h = 2.00 m
CONDICIÓN EXTRAORDINARIA	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	0.73	0.70	0.63
	$\sigma_{\text{mín}}$ (kg/cm ²)	0.02	0.02	0.02
	Fs v	2.24	2.25	2.29
	Fs desl	1.72	1.76	1.85
CON NIVEL MÍNIMO	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	0.16	0.16	0.16
	$\sigma_{\text{mín}}$ (kg/cm ²)	0.52	0.49	0.42
	Fs v	52593	12452	11494
	Fs desl	17241	4396	4614

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.2 Estabilidad de los muros de H°C° para estanque N° 1

ANALISIS DE ESTABILIDAD MURO H°C° PARA ESTANQUE

PROYECTO (DISEÑO SISTEMA DE RIEGO REJARA)
UBICACIÓN REJARA

Capacidad = 166 m³

DATOS:

Ancho total de la base:
Peso Especifico de agua

Peso Especifico del H°C°
Tensión Admisible:
Longitud de Cierre:
Coef de Subpresión:
Coef de Rozamiento:

BT	(m)	=	1.900
γ _w	(t/m ³)	=	1
γ _m	(t/m ³)	=	2.4
σ _{adm}	(t/m ²)	=	18
L	(m)	=	3
c	(-)	=	0
μ	(-)	=	0.8

Dimensiones

H3(m) = 0.15
H1(m) = 0.30
H2(m) = 2.6

Alto total : 2.90

B1(m) = 0.3
B2(m) = 0
B3(m) = 0.3
B4(m) = 1
B5(m) = 0.3

Base total : 1.900

CÁLCULOS:

Altura de agua:
Coeficiente de Empuje Activo:
Empuje Activo (agua):
Punto de aplicación del Empuje Activo:
Momento de vuelco del agua
Momento de vuelco por la subpresión
Subpresión:
Resultante vertical:
Punto de ap. de la Resultante vertical:

h _w	(m)	=	2.45
k _a	(-)	=	1.00
E _a = 0.5 * h ² * γ _w	(t/m)	=	3.00
h = H/3	(m)	=	0.82
M _{va} = E _a * (h + H/1)	(t*m/m)	=	3.80
M _{vs} = S * 2/3 * B _t	(t*m/m)	=	0
S = 0.5 * C * h * B * γ _w	(t/m)	=	0.00
R _v = N - S	(t/m)	=	7.203
Y = (M _r - M _v) / R _v	(m)	=	0.653

3.19

DETERMINACION DE PESOS Y CENTROS DE GRAVEDAD

N°	SECTOR	AREA (m ²)	P.esp (t/m ³)	Peso (t/m)	Xcg (m)	Xcg (m)	Mres (t.m/m)
1	BT x H1	0.57	2.4	1.368	(BT)/2	0.95	1.30
2	B1 x H3	0.045	2.4	0.108	(B1/2) + (B3 + B4)	1.75	0.19
3	B3 x (H2 + H3)	0.78	2.4	1.872	B3/2 + B4 + B5	1.45	2.71
4	0.5 x B4 x H2	1.3	2.4	3.120	(3/2) B4 + B5	0.97	3.02
	Total	2.695	2.4	6.468		1.12	7.219
				N = 6.468			Mr = 7.219

Sumatoria de pesos verticales:

Momento de vuelco

Momento Resistente

Factor de seguridad del vuelco:

Posición de la resultante:

Excentricidad

Tensión Máxima:

Tensión Mínima:

Factor de seguridad al deslizamiento:

Volumen total:

Volumen de zapata:

Volumen de elevación:

R _v = N - S	(t/m)	=	Σ(F _v)	7.203
M _v	(t*m/m)	=	M _v = M _{va} + M _{vs}	3.802
M _r	(t*m/m)	=	M _r = Σ(P _i x X _{cg})	8.505
F _s v		=	M _r /M _v	2.24
Y	(m)	=	(M _r - M _v)/N	0.653
e	(m)	=	B/2 - Y	0.30
σ _{máx}	(t/m ²)	=	N/B(1 + 6e/B)	7.35
σ _{mín}	(t/m ²)	=	N/B(1 - 6e/B)	0.24
F _s desl		=	(R _v * μ) / E _a	1.72
Vol total	(m ³)	=		8.085
Vol zap	(m ³)	=		1.710
Vol elev	(m ³)	=		6.240

> 1.5 ¡OK!

< B/6 = 0.32 ¡OK!

0.73 Kg/cm²

0.02 Kg/cm²

> 1.5 ¡OK!

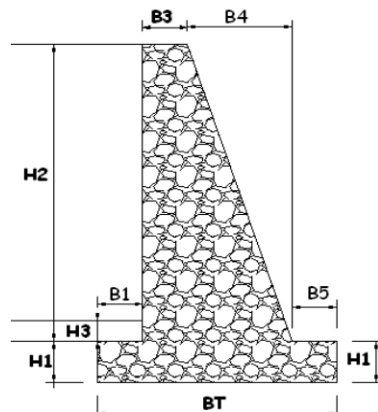
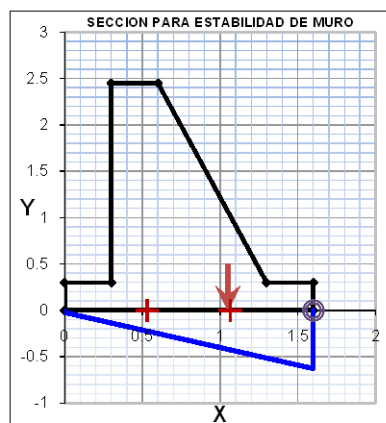
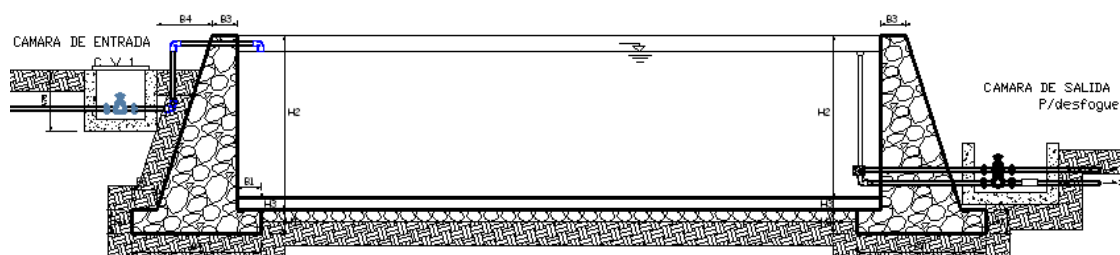
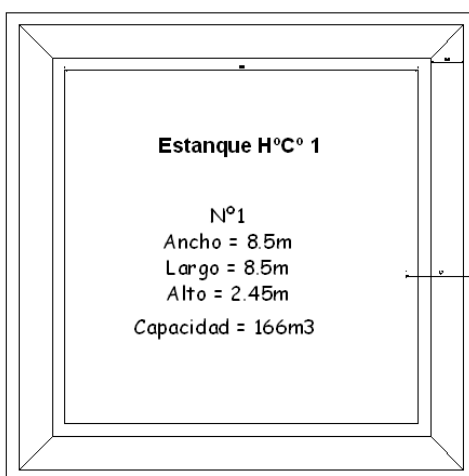


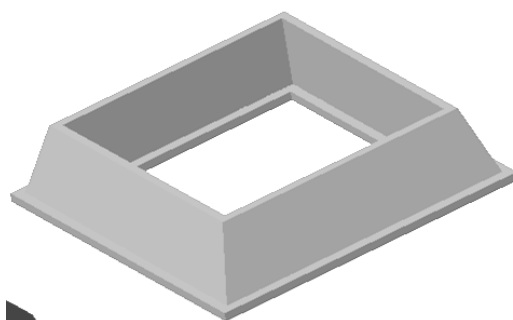
Gráfico N° 3. 23 Estanque de H°C° N°1 en corte, planta e isométrico



Estanque de H°C° N°1 en planta



Estanque de H°C° N°1 Isométrico



3.6 ASPECTOS LOGÍSTICOS

3.6.1 Equipo y maquinaria necesarios.-

El equipo y maquinaria necesarios, se refiere aquel que permita ejecutar las obras de acuerdo a las especificaciones técnicas, dando como resultado una obra de buena calidad, en este sentido se precisa como mínimo:

- 1 Camión volqueta de 8 m³
- 1 Equipo topográfico
- 1 Bomba de agua
- 1 Mezcladora
- 1 Vibradora
- Herramientas necesarias

3.6.2 Campamento

La construcción de obras del proyecto se ejecutará bajo un solo Contratista; en tal sentido el Contratista deberá emplazar su campamento fijo y otros móviles independientemente.

Por las características de las obras, para emprender los trabajos de construcción será necesario instalar campamentos con todas las facilidades inherentes a este tipo de emprendimientos (incluyendo comunicación de radio, energía eléctrica obtenida a partir de un generador eléctrico con motor a combustión, agua, etc.). Así mismo se deberá tener una relación con un Laboratorio de Suelos y Hormigones de reconocido prestigio de modo que pueda realizarse un adecuado control de calidad. El campamento podrá encontrarse en las inmediaciones del sitio de construcción de las respectivas obras. Paralelamente para la construcción de los canales y obras de arte se deberán ejecutar campamentos móviles.

3.7 CÓMPUTOS MÉTRICOS

Se han realizado los computos métricos de las diferentes obras del proyecto a través de mediciones de área, longitudes con AUTOCAD y aplicación de operaciones matemáticas clásicas que han conducido a determinar los volúmenes de obra del proyecto.

En el Anexo N° 8 se encuentra los Cómputos métricos en detalle.

3.8 ESTRATEGIAS DE EJECUCION DE OBRAS

3.8.1 Modalidad de ejecución de obras

La construcción y supervisión de las obras del sistema de riego Rejará, se ejecutarán mediante el sistema de Licitación Pública, y la fiscalización a cargo de la Sub-Gobernación de la provincia Arce.

3.8.2 Proceso constructivo

La ejecución o construcción propiamente dicha, de las obras del sistema, denota plasmar las soluciones en métodos de trabajo, que permitan concretar los mismos.

El contratista deberá contar con experiencia en este tipo de obras y tener, además, experiencia en la construcción de hormigones en condiciones severas de temperatura como ocurre en la zona de Rejará, debiendo prever en su programa de trabajo los problemas de crecidas sobre las microcuencas el río Rejara y las condiciones climáticas en toda la época del año.

Las necesidades de mano de obra, materiales, equipos, así como las especificaciones técnicas se presentan en los anexos correspondientes en el presente estudio.

Según el cronograma de ejecución de las obras el plazo de construcción es de 357 días calendario (12 meses) el mismo se encuentra en el (Anexo 15)

En principio hay que tomar en cuenta que las actividades se suceden en el tiempo, aproximadamente en el siguiente orden:

1º Etapa.- Se realizan las actividades de instalaciones generales o instalación de faenas, que incluyen la construcción o armado de un campamento de obra, dando

comodidad al personal de apoyo como seguridad al acopio de materiales y combustibles.

2º Etapa.- Se procede al desbroce y limpieza, con el fin de realizar el replanteo de obras, y se puede iniciar la excavación para obras de arte y tendido de tuberías, coordinando los trabajos con los comunarios.

3º Etapa.- Simultáneamente al avance de las excavaciones, se dispone del encofrado, vaciado de las obras de toma, desarenadores, muros de protección y tendido de tubería, con el fin de llevar agua en el tubo, para el curado y fraguado del hormigón ciclópeo de las obras posteriores como las cámaras de distribución y los estanques de H°C°.

4º Etapa.- Por último se ejecuta la revisión y reparación de los problemas que se podrían presentar, para dejar listo para una prueba hidráulica y posteriormente la entrega provisional.

3.8.3 Personal mínimo necesario.-

El personal minimo para la dirección de la ejecución del proyecto es el siguiente.

N°	FORMACION PROFESIONAL		
	PROFESION	GRADO ACADEMICO	CARGO PROPUESTO
1	Ing. Civil	Licenciatura	Superintendente de Obra
2	Ing. Civil	Licenciatura	Residente de Obra
3	Ing. Civil	Licenciatura	Especialista en Vialidad
4	Ing. Civil C/Especialidad o Ing. Ambiental	Licenciatura	Especialista Ambiental
5	Lab. de Suelos y Asfaltos	Tecnico	Laboratorista de Suelos
6	Topógrafo	Licenciatura	Topógrafo

El personal básico para la construcción, será:

- 1 Ingeniero residente en obra
- 1 Topógrafo
- 2 Albañiles
- 1 Chofer

- 1 Mecánico
- 1 Plomero
- 1 Soldador
- Ayudantes y obreros en número suficiente

3.8.4 Suministros y materiales.-

Los suministros y materiales se proveerán en la ciudad de Tarija o en Padcaya, manteniendo en campamento de obra, pequeños stocks, para cubrir eventualidades en la provisión regular.

Los suministros principales son:

Cuadro N° 3. 46 Materiales e insumos

ÍTEM	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
1	clavos para calamina	KG	10.00
2	puntales tipo rollizo	ML	120.00
3	madera de construcción	M2	1823.09
4	alambre de púas	ML	360.00
5	calamina usada	M2	57.00
6	letrero de obras	PZA	1.00
7	estacas (2"x2"x0.30)	PZA	2518.21
8	estacas (2"x2"x0.20)	PZA	844.86
9	pintura al aceite con brillo	LT	20.21
10	clavos	KG	613.68
11	cemento portland	KG	151772.19
12	arena comun	M3	1001.98
13	grava comun	M3	317.09
14	grava clasificada	M3	73.66
15	piedra manzana	M3	453.72
16	alambre de amarre	KG	613.93
17	acero corrugado 4200 kg/cm2	KG	6908.50
18	pletina de 3/8" x 1"	ML	220.00
19	angular de 1/8" x 1"	ML	79.20
20	pletina de 1/8" x 1"	ML	13.20
21	electrodo de arco	KG	110.00
22	perfil c metalico 1"x1"x1/8"	ML	11.00
23	compuerta de madera 1"(30x30cm	PZA	11.00
24	sika impermeabilizante	KG	563.17
25	tuberia pvc d = 4" c-6	ML	6847.86

ÍTEM	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
26	tuberia pvc d = 3" c-6	ML	2934.21
27	tuberia pvc d = 3" c- 9	ML	1142.33
28	tuberia pvc d = 3" c- 12	ML	507.04
29	tuberia pvc d = 3" c-15	ML	147.76
30	tuberia pvc d = 2 1/2" c-9	ML	941.81
31	tuberia pvc d = 2 1/2" c-12	ML	999.03
32	tuberia pvc d = 2 1/2" c-15	ML	1172.91
33	tuberia pvc d = 2 1/2 " e-40	ML	2105.80
34	tuberia pvc d = 2" c-15	ML	93.98
35	tuberia pvc d = 2" e-40	ML	353.05
36	ladrillo gambote 18h	PZA	3281.76
37	cal	KG	990.72
38	limpiador pvc	GR	12678.54
39	pegamento para pvc	KG	514.31
40	tapa metálica (70x50cm)	PZA	18.00
41	tapa metalica (1,0x1,0m)	PZA	4.00
42	tee d = 2,5"	PZA	13.00
43	tee d = 3"	PZA	1.00
44	tee d = 4"	PZA	4.00
45	válvula compuerta d = 2 "	PZA	4.00
46	válvula compuerta d = 2,5"	PZA	28.00
47	válvula compuerta d = 3"	PZA	7.00
48	válvula compuerta d = 4"	PZA	9.00
49	unión universal d = 2 "	PZA	8.00
50	unión universal d = 2,5"	PZA	58.00
51	unión universal d = 3"	PZA	15.00
52	unión universal d = 4"	PZA	25.00
53	niple d = 2"	PZA	9.00
54	niple d = 2,5"	PZA	62.00
55	niple d = 3"	PZA	18.00
56	niple d = 4"	PZA	27.00
57	reduccion de 2,5" - 2"	PZA	1.00
58	reduccion de 4" - 3"	PZA	1.00
59	tapa metalica (100x70cm)	PZA	11.00
60	barra roscada 1/2"	ML	2.40
61	mordaza de 1/4"	PZA	80.00
62	abrasadera de 5/16"	PZA	14.00
63	abrasadera p/tubo de 4" pl 1/4"*2"*50cm a36 mas perno1/2"x2.5" a490	PZA	14.00
64	tesador de 1/2"	PZA	4.00
65	guardacable de 1/4"	PZA	40.00
66	cancamo hembra de 1/2"	PZA	4.00
67	placa de 1/2"x20cmx20cm a36	PZA	4.00

ÍTEM	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
68	cable 6x19 de 1/4"	ML	69.00
69	tubo f°g° de 1 1/4 " travesaño torre	ML	1.20
70	tubo f°g° de 3/4 " torre	ML	15.00
71	tubo f°g° ø 4"	ML	9.00
72	union universal f°g° ø 4"	PZA	1.00
73	tubo f°g° de 1 1/2 " travesaño torre	ML	1.20
74	tubo f°g° de 1" torre	ML	21.09
75	tubo f°g° ø 3"	ML	15.00
76	union universal f°g° ø 3"	PZA	1.00
77	canastillo pvc d=2,5"	PZA	11.00
78	codos d = 4"	PZA	12.00
79	codos d = 2"	PZA	9.00
80	codos d = 2,5"	PZA	31.00
81	codos d = 3"	PZA	3.00
82	placa de entrega de obras	PZA	1.00

Fuente: elaboración propia

3.8.5 Programa general de obras

- Instalación de faenas
- Replanteo
- Excavación para toma y zanjas de tuberías
- Instalación de Tuberías
- Construcción de obras de arte
- Limpieza general

Durante la ejecución de obras, será necesario montar un campamento para el desarrollo de las actividades del personal técnico y administrativo encargado de las obras como ser supervisión, control, almacenamiento de materiales, herramientas y equipo.

La construcción de las obras seguirá la secuencia en cada tramo establecido, se iniciará por la obra de toma, canal de conexión con el desarenador luego el tendido de tubería por tramos, con el propósito de llevar agua y lograr un buen curado y fraguado necesario del revestimiento, de la toma, desarenador y cámara de entrada a

la tubería de PVC, ya que por las condiciones climáticas el hormigonado de la obra de toma, desarenador y cámara necesita atención especial.

Para la ejecución misma de las obras, deberá ser contratada una empresa con experiencia en este tipo de trabajos, para lo cual el financiador o la entidad promotora deberá tener en forma permanente un Supervisor de Obras, para garantizar que la construcción se sujete al diseño, especificaciones técnicas y cumplimiento con el cronograma de ejecución, tanto en tiempo como en su calidad.

3.9 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas correspondientes, a cada uno de los ítemes considerados en la construcción de las obras civiles se encuentran detalladas en el (Anexo N° 13)

Estas especificaciones contemplan los materiales a utilizar, su calidad y cantidad, además de la forma y metodología de construcción, como así también la forma de medición y pago correspondiente.

3.10 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

Se ha previsto la ejecución de la totalidad de las obras que se plantean en el proyecto en un plazo máximo de 357 días calendario. En el (Anexo 15) se encuentra detalle del cronograma de ejecución de obras.

3.11 MODALIDAD DE OPERACIÓN

En la **operación** de los micro-sistemas, los reservorios estarán en servicio las 24 horas del día, principalmente en la época de mayor demanda. Por lo que los beneficiarios tendrán una determinada acción de agua para los cultivos y de la misma forma un determinado volumen para el consumo por el ganado.

La **asignación y distribución del agua**, se realizará por turnos en forma equitativa para el grupo de beneficiarios de cada sistema de atajado, durante el periodo de mayor demanda, tendrá prioridad de uso el que tenga mayor necesidad y el reparto podrá ser en monoflujo generalmente para la preparación de los terrenos y biflujo para la aplicación a los cultivos. La duración de los turnos estará de acuerdo a la disponibilidad de agua y el área de cultivo a regar.

Para el mantenimiento de las infraestructuras, se tomará como base la modalidad de trabajo que se tiene en otros proyectos como el agua y nuevas reglas que se lleguen a acordar con el servicio de acompañamiento durante la ejecución y funcionamiento del primer año. Sin embargo será necesario elaborar un plan de mantenimiento de tal manera que los reservorios funcionen en forma permanente, este plan permitira realizar un mantenimiento preventivo y rutinario, a fin de minimizar los costos de las reparaciones y no reducir la vida útil de la infraestructura

El aporte para el mantenimiento será principalmente en jornales (mano de obra) y/o dinero en efectivo que será utilizado para la compra de materiales y la reparación de las cámaras y otros.

- ✓ Abrir y cerrar valvulas de las camaras de ingreso a los estanques
- ✓ Abrir y cerrar las válvulas del sistema de descargue
- ✓ Mantenimiento y limpieza periódica de cámaras sedimentadotas y/o trampas de sedimentación
- ✓ Uso adecuado del agua para riego
- ✓ Limpieza periódica de la obra de toma y desarenador, purga de tuberías de riego
- ✓ Mantenimiento periódico a válvulas, tuberías y accesorios de los sistemas de descargue.

La gestión de un grupo de familias beneficiarias por los estanques, las tareas son asumidas por cada uno de los socios de los estanques, quienes a su vez y conforme a los turnos de riego que le sean asignados, respondan respetuosamente a todas las actividades mencionadas anteriormente.

3.12 ACOMPAÑAMIENTO A LA EJECUCIÓN DE OBRAS

3.12.1 Actividades principales del servicio de acompañamiento

El acompañamiento del proyecto se materializa con la capacitación que contempla los siguientes puntos:

- ✚ Reuniones de planificación y concertación de las actividades a desarrollar con los beneficiarios del proyecto.
- ✚ Verificación del padrón de los usuarios y superficie de riego de cada agricultor.
- ✚ Organización del Comité Directivo de Riego.
- ✚ Elaboración de reglamentos.
- ✚ Fortalecimiento del servicio Administrativo.

3.13 SUPERVISION DE LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS

La modalidad de ejecución propuesta para el servicio de supervisión es mediante Invitación Directa a una Empresa Consultora que tenga experiencia y presente una propuesta de Supervisión coherente y personal especializado.

El servicio de supervisión será realizado de acuerdo a lo especificado en el Pliego de Condiciones para la Supervisión y el Pliego de Especificaciones Técnicas para la construcción que se adjuntan en el presente documento.

La Convocatoria pública será llevada adelante por la Gobernacion del departamento de Tarija, mediante la Sub Gobernacion de la provincia Arce y contará con el financiamiento de esta.

3.14 GESTION AMBIENTAL

Con la finalidad de cumplir con los Artículos 21 y 96 de la **Ley 1333 (del Medio Ambiente)**, es el deber de todas las personas naturales y jurídicas informar a las autoridades ambientales competentes cuando las actividades que realizan o se planifica ejecutar, afecten o puedan afectar al medio ambiente, así como cuando ocurriese cualquier accidente o incidente en materia ambiental.

Todas las obras, actividades públicas o privadas con carácter previo a su fase de inversión, deben contar obligatoriamente con la identificación de la categoría evaluación de impacto ambiental que deberá ser realizada dentro de los siguientes niveles

- 1.- Requiere el EIA analítica ambiental
- 2.- Requiere el EIA analítica ambiental específica
- 3.- No requiere el EIA analítica ambiental específica, pero es aconsejable su revisión conceptual
- 4.- No requiere el EIA analítica ambiental

Como medidas de prevención: se han identificado necesidades de asesoramiento ambiental dirigida a los beneficiarios del proyecto, principalmente en cuanto a practicas agrícolas de conservación de suelos en pendientes inclinadas, tales como la siembra de cultivos siguiendo las curvas de nivel, mejoramiento de las condiciones físicas de los suelos, incremento de la capacidad de retención de humedad, establecimiento de una sucesión planificada de cultivos e incremento de la fertilidad de los suelos y demás prácticas agrotécnicas compatibles con la destreza y experiencia de los campesinos, en concordancia con la rentabilidad económica y la sostenibilidad del medio ambiente.

La Entidad Promotora prestará su asesoramiento permanente en el uso y manejo de plaguicidas y agroquímicos a fin de evitar el deterioro de las condiciones naturales del agua, los suelos y principalmente la salud de los campesinos. Las medidas adecuadas de aplicación de plaguicidas permitirán así mismo mitigar la contaminación del medio ambiente y de la fauna existente.

3.14.1 Ficha Ambiental del proyecto

De acuerdo a la Ley del medio ambiente N° 1333 del 27 de abril de 1992 y su respectiva reglamentación, en el Capítulo IV de la evaluación de Impactos Ambientales y el artículo 24 dice: para los efectos de la presente Ley, se entiende por Evaluación de Impactos Ambientales (EIA), el conjunto de procedimientos administrativos, estudios y sistemas técnicos que permiten estimar los efectos que la ejecución de una determinada obra, actividad o proyecto puede causar sobre el medio ambiente.

Las obras, proyectos o actividades que por sus características requieren del estudio de Evaluación del Impacto Ambiental, con carácter previo a su ejecución, deberán

contar obligatoriamente con la Declaratoria de Impacto Ambiental (DIA), procesada por los organismos sectoriales competentes, expedida por la Dirección de Recursos Naturales y Medio Ambiente de la Prefectura.

En este sentido se ha identificada los efectos del proyecto sobre el medio ambiente, como así también, efectos del entorno sobre el proyecto, el cual se consolida en la matriz de la Ficha Ambiental, considerando los impactos en acciones positivas y negativas del proyecto. La sumatoria de estas acciones y factores alcanza un valor importante en los totales con el signo positivo.

La ficha ambiental (FA), es un documento que marca el inicio del proceso de evaluación de impacto ambiental, el mismo que se constituye en instrumento para la determinación de la categoría de EEIA y es necesario con ajuste al art. 25 de la Ley de Medio Ambiente. Este documento, que tiene categoría de declarada jurada, incluye información sobre el proyecto, la identificación de impactos clave y la identificación de la posible solución para los impactos negativos.

La ficha ambiental se presenta en el (Anexo N° 14).

3.1	GESTIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO	51
3.1.1	Conformacion de la nueva directiva de regantes y sus funciones	51
3.1.2	Derechos de agua	53
3.1.3	Distribución del agua y operación de los sub-sistemas de riego	54
3.1.4	Mantenimiento de los sub-sistemas de riego	54
3.1.5	Asistencia técnica y capacitación para la operación y mantenimiento	56
3.1.6	Programacion de riego por surcos	56
3.1.6.1	Dosis o Lámina de riego	56
3.1.6.1.1	Dosis máxima de riego:	57
3.1.6.1.2	Dosis práctica de riego "Dp"	58
3.1.6.1.3	Dosis Real de riego "Dr"	59
3.1.6.2	Lámina neta diaria de demanda de riego	59
3.1.6.3	Frecuencia de riego	59
3.1.6.3.1	Frecuencia de riego a partir de lámina neta de reposición	60
3.1.6.4	Dosis Neta de riego ajustada (lamina neta de reposición ajustada)	60
3.1.6.5	Dosis bruta de riego ajustada (lamina bruta de reposición ajustada)	60
3.1.6.6	Número de Riegos Mensuales	60
3.1.6.7	Método de Riego	61
3.1.6.7.1	Módulo de Aplicación	61
3.1.6.7.2	Requisitos del gasto de aplicación por surco	61
3.1.6.7.3	Número de surcos por tendida	66
3.1.6.7.4	Número de surcos por hectarea	66
3.1.6.7.5	Número de tendida por hectarea	67
3.1.6.8	Tiempo de riego	67
3.1.6.8.1	Tiempo de riego por surco	67
3.1.6.8.2	Tiempo de riego por tendida	68
3.1.6.8.3	Tiempo de riego por hectarea	68
3.1.6.8.4	Tiempo de riego de toda el area	68
3.1.6.8.5	Tiempo de riego diario	68
3.1.6.9	Unidad de riego	68
3.1.6.10	Volumen de aplicacion	69
3.1.6.10.1	Volumen de agua aplicado por dia	69
3.1.6.10.2	Volumen de agua aplicado por riego de toda el área cultivada	69
3.1.6.10.3	Volumen de agua para riego aplicado por mes	69
3.1.6.10.4	Verificación del volumen de riego mensual	70
3.1.6.11	Ensayos para ajustar el tiempo de aplicación del riego	71
3.1.7	Regulacion diaria	73
3.1.7.1	Cálculo del caudal deficitario	73
3.1.7.2	Calculo del volumen mínimo que se debe almacenar	74
3.1.7.3	Dimensionamiento del estanque de almacenamiento	75
3.1.7.4	Capacidad del reservorio	75
3.1.7.5	Volumen de entrega diaria a nivel de parcela	76
3.1.7.6	Volumen de entrega diaria a nivel de parcela con caudal oferta en TNQ	76
3.1.7.7	Verificacion de Volumen de entrega diaria	76
3.1.7.8	Tiempo de entrega diaria	76
3.1.7.9	Tiempo de almacenado mínimo diario	77
3.1.7.10	Tiempo de ciclo de riego diario	77
3.1.7.11	Caudal ficticio continuo (q)	78
3.1.8	Caudal en toma	78
3.1.9	Ajuste a la duracion de riego y el modulo de aplicación	79
3.2	DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE RIEGO INCREMENTAL	81
3.2.1	Oferta mensual de agua con proyecto	81
3.2.1.1	Caudales medios	81
3.2.1.2	Eficiencia de riego	81
3.2.1.3	Disponibilidad de agua	83

3.2.1.4	Caudales ecológicos.....	83
3.2.2	<i>Demanda de agua para riego.....</i>	83
3.2.2.1	Cédula de cultivos:.....	84
3.2.2.2	Calendario de Cultivos Con Proyecto.....	86
3.2.2.3	Evapotranspiración potencial (ETP).....	87
3.2.2.4	Coeficiente de cultivo (Kc).....	88
3.2.2.5	Evapotranspiración Real (ETR).....	88
3.2.2.6	Precipitación efectiva (Pe).....	89
3.2.2.7	Requerimiento de riego de los cultivos a nivel de parcela.....	90
3.2.2.8	Demanda bruta de agua para riego (Db).....	90
3.2.2.9	Otras demandas de agua en la zona de riego.....	93
3.2.3	<i>Determinación de área de riego incremental.....</i>	93
3.3	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA.....	94
3.3.1	<i>Área de cultivo con proyecto y destino de la producción:.....</i>	94
3.3.2	<i>Valorización de la Producción Agrícola con proyecto.....</i>	95
3.3.3	<i>Beneficio Neto Incremental de la Producción Agrícola.....</i>	95
3.4	DISEÑO DE LOS SUB-SISTEMAS DE RIEGO.....	97
3.4.1	<i>Diseño participativo del proyecto.....</i>	97
3.4.2	<i>Descripción de alternativas.....</i>	97
3.4.3	<i>Planteamiento de la obras de ingeniería de riego.....</i>	98
3.4.3.1	Esquema hidráulico existente.....	99
3.4.3.2	Esquema hidráulico con proyecto.....	104
3.5	DISEÑO DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE RIEGO.....	115
3.5.1	<i>Información básica.....</i>	115
3.5.2	<i>Obra de Toma.....</i>	115
3.5.2.1	Dimensionamiento de la Obra de Toma (tirollesa).....	116
3.5.2.2	Cálculo de las dimensiones de la rejilla de entrada.....	117
3.5.2.3	Determinación de la altura del azud.-.....	118
3.5.2.4	Cálculo de la resistencia de las pletinas:.....	119
3.5.3	<i>Obra de sedimentación “desarenador”.....</i>	122
3.5.3.1	Dimensionamiento desarenador.....	123
3.5.4	<i>Obras de protección.....</i>	134
3.5.4.1	Determinación de la altura de carga máxima.....	134
3.5.4.2	Diseño de los muros de protección.....	135
3.5.5	<i>Obras de conducción de agua.....</i>	138
3.5.5.1	Consideraciones.....	138
3.5.5.2	Caudal de diseño de las tuberías.-.....	138
3.5.5.3	Levantamiento topográfico.....	139
3.5.5.4	Línea de aducción.....	139
3.5.5.5	Diseño hidráulico de tuberías.....	140
3.5.5.6	Material y clase de tubería.....	140
3.5.5.7	Velocidades admisibles en las tuberías.....	141
3.5.5.7.1	Velocidad mínima:.....	141
3.5.5.7.2	Velocidad máxima:.....	141
3.5.5.8	Pérdidas de carga en tuberías.....	141
3.5.5.9	Presiones máximas.....	142
3.5.5.9.1	Planilla de presiones.....	142
3.5.5.10	Profundidad de instalación.....	145
3.5.6	<i>Obras de paso de quebrada.....</i>	146
3.5.6.1	Puente acueducto colgante.....	146
3.5.6.1.1	Cálculo estructural.....	146
3.5.7	<i>Obras complementarias.....</i>	154
3.5.7.1	Cámara de válvulas para distribución.....	154
3.5.7.2	Cámara de válvulas de purga de lodos (desagüe).....	155
3.5.7.3	Cámara de desfogue.....	156
3.5.8	<i>Obras de regulación.....</i>	156
3.5.8.1	Obra de entrega a las fincas con Estanque de H ² C ⁹	157

3.5.8.2	Estabilidad de los muros de H ² C ⁹ para estanque N° 1	159
3.6	ASPECTOS LOGÍSTICOS	161
3.6.1	Equipo y maquinaria necesarios.-.....	161
3.6.2	Campamento	161
3.7	CÓMPUTOS MÉTRICOS	162
3.8	ESTRATEGIAS DE EJECUCION DE OBRAS	162
3.8.1	Modalidad de ejecución de obras.....	162
3.8.2	Proceso constructivo.....	162
3.8.3	Personal mínimo necesario.-	163
3.8.4	Suministros y materiales.-	164
	Fuente: elaboración propia.....	166
3.8.5	Programa general de obras.....	166
3.9	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	167
3.10	CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN	167
3.11	MODALIDAD DE OPERACIÓN	167
3.12	ACOMPAÑAMIENTO A LA EJECUCIÓN DE OBRAS	168
3.12.1	Actividades principales del servicio de acompañamiento	168
3.13	SUPERVISION DE LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS	169
3.14	GESTION AMBIENTAL	169
3.14.1	Ficha Ambiental del proyecto	170
CUADRO N° 3. 1	VALORES DE (C) Y (A) PARA DIFERENTES TEXTURAS	62
CUADRO N° 3. 2	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (MANING), TERRAZAS BANDAS Y SURCOS	63
CUADRO N° 3. 3	VALORES DE VELOCIDAD MÁXIMA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LA TEXTURA DEL SUELO.	64
CUADRO N° 3. 4	VALORES DE VELOCIDAD MÁXIMA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LA TEXTURA DEL SUELO.	64
CUADRO N° 3. 5	VALORES DE CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN EN SURCOS PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO. QUACKENBUSH ET. AL. (1957)	65
CUADRO N° 3. 6	CAUDAL DE OFERTA A NIVEL DE ESTANQUE.....	74
CUADRO N° 3. 7	CAUDAL DEFICITARIO “ΔQ”.....	74
CUADRO N° 3. 8	VOLUMEN DE AGUA PARA ALMACENAR	74
CUADRO N° 3. 9	VOLUMEN DE ENTREGA DIARIA	76
CUADRO N° 3. 10	VOLUMEN DE ENTREGA DIARIA CON CAUDAL DIRECTO	76
CUADRO N° 3. 11	VERIFICACION DE ENTREGA DE VOLUMEN DIARIO (M3/DIA).....	76
CUADRO N° 3. 12	TIEMPO DE ENTREGA POR DIA.....	77
CUADRO N° 3. 13	TIEMPO DE ALMACENAMIENTO DIARIO	77
CUADRO N° 3. 14	TIEMPO DE CICLO DIARIO.....	77
CUADRO N° 3. 15	CAUDAL FICTICIO CONTINUO	78
CUADRO N° 3. 16	CAUDAL A NIVEL DE TOMA	79
CUADRO N° 3. 17	EFICIENCIAS DEL SISTEMA DE RIEGO “SIN Y CON PROYECTO”	82
CUADRO N° 3. 18	CÉDULA DE CULTIVOS CON PROYECTO.....	86
CUADRO N° 3. 19	CALENDARIO DE CULTIVOS (CON PROYECTO)	86
CUADRO N° 3. 20	ÁREA CULTIVADA SEGÚN CALENDARIO DE CULTIVOS CON PROYECTO EN (HA)	87
CUADRO N° 3. 21	FACTORES DE CORRECCIÓN POR LATITUD.....	88
CUADRO N° 3. 22	CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL.....	88
CUADRO N° 3. 23	PRECIPITACIONES CONFIABLES AL 75% DE PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	89
CUADRO N° 3. 24	PRECIPITACIONES EFECTIVAS AL 75% DE PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	89
CUADRO N° 3. 25	DEMANDA DE RIEGO NETO PARA UNA HECTÁREA TIPO	90
CUADRO N° 3. 26	DEMANDA BRUTA DE RIEGO PARA UNA HECTÁREA TIPO	91
CUADRO N° 3. 27	DEMANDA DE RIEGO POR SUB-SISTEMA	91

CUADRO Nº 3. 28	ÁREA INCREMENTAL CON RIEGO ÓPTIMO.....	93
CUADRO Nº 3. 29	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA Y DESTINO DE LA PRODUCCIÓN CON PROYECTO	94
CUADRO Nº 3. 30	INGRESO NETO AGRÍCOLA CON PROYECTO	95
CUADRO Nº 3. 31	INGRESO INCREMENTAL NETO AGRÍCOLA	96
CUADRO Nº 3. 32	INGRESO INCREMENTAL NETO DE LA PRODUCCIÓN E INGRESOS FAMILIARES	96
CUADRO Nº 3. 33	RESUMEN DE LOS TIRANTES PARA CAUDALES MÁXIMOS DE LAS MICRO-CUENCAS	135
CUADRO Nº 3. 34	TIPO DE MURO POR SUBSISTEMA SEGÚN LAS DIMENSIONES DEL MURO	135
CUADRO Nº 3. 35	RESUMEN DE ESFUERZOS EN LA BASE Y FACTORES DE SEGURIDAD	137
CUADRO Nº 3. 36	DIÁMETROS Y CLASE COMERCIALES PARA TUBOS PVC.....	140
CUADRO Nº 3. 37	LONGITUD DE CABLES PUENTE ACUEDUCTO COLGANTE	150
CUADRO Nº 3. 38	COORDENADAS Y LONGITUDES DE TORRES DE APOYO DE PUENTE COLGANTE ..	150
CUADRO Nº 3. 39	DETALLE DE LA UBICACIÓN DE LOS PUENTES ACUEDUCTO COLGANTE	153
CUADRO Nº 3. 40	UBICACIÓN DE CÁMARAS DE DISTRIBUCIÓN	154
CUADRO Nº 3. 41	UBICACIÓN DE CÁMARA DE PURGA.....	155
CUADRO Nº 3. 42	UBICACIÓN DE CÁMARAS DE DESFOGUE	156
CUADRO Nº 3. 43	RESUMEN DE LOS ESTANQUES DE REGULACIÓN	157
CUADRO Nº 3. 44	DIMENSIONES DE LOS ESTANQUES DE REGULACIÓN	158
CUADRO Nº 3. 45	RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE ESTANQUES.	158
CUADRO Nº 3. 46	MATERIALES E INSUMOS.....	164
GRÁFICO Nº 3. 1	BALANCE HIDRICO.....	92
GRÁFICO Nº 3. 2	DEMANDA DE RIEGO POR SUBSISTEMA	92
GRÁFICO Nº 3. 3	ESQUEMA HIDRAULICO SIN PROYECTO (SUBSISTEMA Nº1 Y Nº2).....	100
GRÁFICO Nº 3. 4	ESQUEMA HIDRAULICO SIN PROYECTO (SUBSISTEMA Nº3).....	101
GRÁFICO Nº 3. 5	ESQUEMA HIDRAULICO SIN PROYECTO (SUBSISTEMA Nº5, Nº6 Y Nº7).....	102
GRÁFICO Nº 3. 6	ESQUEMA HIDRAULICO SIN PROYECTO (SUBSISTEMA Nº9, Nº10, Nº11)	103
GRÁFICO Nº 3. 7	ESQUEMA HIDRAULICO CON PROYECTO (SUBSISTEMA Nº1 Y Nº2).....	110
GRÁFICO Nº 3. 8	ESQUEMA HIDRAULICO CON PROYECTO (SUBSISTEMA Nº3 Y Nº4).....	111
GRÁFICO Nº 3. 9	ESQUEMA HIDRAULICO CON PROYECTO (SUBSISTEMA Nº8).....	112
GRÁFICO Nº 3. 10	ESQUEMA HIDRAULICO CON PROYECTO (SUBSISTEMA Nº5, Nº6 Y Nº7).....	113
GRÁFICO Nº 3. 11	ESQUEMA HIDRAULICO CON PROYECTO (SUBSISTEMA Nº9, Nº10 Y Nº11).....	114
GRÁFICO Nº 3. 12	ESQUEMA OBRA DE TOMA (TIPO TIROLESA)	121
GRÁFICO Nº 3. 13	ESQUEMA GENERAL DE UN DESARENADOR	122
GRÁFICO Nº 3. 14	ESQUEMA DE UN DESARENADOR EN PLANTA, CORTE LONGITUDINAL, ISOMÉTRICO	133
GRÁFICO Nº 3. 15	TIRANTE DE CRECIDA SUB ZONA 4.....	134
GRÁFICO Nº 3. 16	SECCIONES DE MUROS DE PROTECCIÓN, VISTA ISOMÉTRICA	137
GRÁFICO Nº 3. 17	ALTURAS PIEZOMÉTRICAS SUBZONA 4.....	145
GRÁFICO Nº 3. 18	ESQUEMA DE TORRES DE APOYO DE PUENTE COLGANTE.....	151
GRÁFICO Nº 3. 19	ESQUEMA DE PUENTE ACUEDUCTO COLGANTE.....	153
GRÁFICO Nº 3. 20	ESQUEMA CÁMARA DE VÁLVULAS PARA DISTRIBUCIÓN	154
GRÁFICO Nº 3. 21	CÁMARA DE VÁLVULA PARA PURGA	155
GRÁFICO Nº 3. 22	CÁMARA DE VÁLVULA Y CÁMARA DE DESFOGUE.....	156
GRÁFICO Nº 3. 23	ESTANQUE DE HºCº Nº1 EN CORTE, PLANTA E ISOMÉTRICO	160

CAPÍTULO IV

PRESUPUESTO Y ESTRUCTURA FINANCIERA

4.1 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PRESUPUESTO

Para la construcción de las obras civiles del sistema de riego en la comunidad de Rejará, los materiales no locales necesarios, pueden ser adquiridos en la localidad de Padcaya ubicada a 50 Km del área de ejecución del proyecto, en cuyo mercado se tiene la disponibilidad de insumos.

En la construcción de las obras es necesario tener agregados de buena calidad para lo cual se utilizarán los bancos de agregados que existen en el lugar sobre los mismos cauces de las microcuencas del río Rejara donde se dispone de piedra, grava y arena en cantidades más que suficientes.

Con respecto al costo en obra de materiales no locales, y son adquiridos en la población de Padcaya o en la ciudad de Tarija, estos se incrementan con el transporte, al igual que los costos para movilización de equipo y personal, pero estos estarán de acuerdo a la demanda de transporte debido a que actualmente existe el servicio de transporte a la comunidad, por otro lado el transporte de insumos a las diferentes sub-zonas del proyecto se la puede realizar con tracción animal disponible en la comunidad, por lo que no tienen ningún problema para hacer llegar los materiales a la obra.

La mano de obra no calificada existe en la zona y éste se tomó en cuenta en el costo.

Con respecto a la mano de obra calificada, debe ser contratada por la empresa constructora corriendo esta, con todos los gastos de transporte y alimentación debiendo incluir esto en la presentación de su propuesta en el momento de la licitación.

Para el análisis de precios unitarios, estos han sido elaborados previa verificación de costos tanto de materiales locales y no locales, como así también mano de obra y equipos necesarios, adecuando al formato del SABS.

4.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice el mismo. Unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, para cuantificar cada concepto de trabajo con fines de pago y el concepto de trabajo o concepto de obra podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que de acuerdo con las especificaciones respectivas integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente, para fines de medición y pago.

El precio unitario de una actividad resulta de integrar mediante un proceso de cálculo a todos los componentes básicos del precio unitario, los componentes se pueden clasificar en costos directos e indirectos.

Costos Directos

Los costos directos son: Mano de obra (calificada, no calificada, especializada), materiales (nacionales, extranjeros), herramientas, maquinaria y equipo de construcción, las herramientas menores se las carga como un 5% del costo total de la mano de obra

Costos Indirectos

Formados por los costos de administración central y los de la obra, para el calculo se considera un 10%

Utilidad

La utilidad corresponde a la ganancia que percibirá el contratista para la ejecución de la obra y esta determinada cuantitativamente por un porcentaje el cual se ha fijado en un 10 %.

Impuestos

Para establecer el precio de venta al mercado de un ítem, debe incorporarse en el análisis de costos los tributos de ley por concepto del Impuesto al valor agregado IVA y el Impuesto a las transacciones I.T.

Impuesto al valor agregado (IVA)

Es un tributo que recae directamente al consumidor de bienes y servicios y está reglamentado con un porcentaje del 13 % de acuerdo a las leyes.

Impuesto a las transacciones (I.T.)

Este tributo es la alícuota general del 3% que recae sobre los titulares del NIT por sus actividades en la industria en general, representando un impuesto que deberá estar inserto dentro del contexto de la estructura de costos.

En el análisis de los precios unitarios fueron considerados las incidencias actuales basadas en las normas del SICOES, los porcentajes utilizados son:

Mano de obra indirecta:	5 % de la mano de obra directa
Beneficios sociales:	55 % de la mano de obra directa e indirecta
IVA sobre mano de obra:	14.94 % de la mano de obra directa e indirecta
Impuesto a las Transacciones:	3.09 % de la mano de obra directa e indirecta
Desgaste de herramientas:	5 % de la mano de obra directa e indirecta
Gastos generales:	10 % del costo directo
Utilidades:	10 % del costo directo

Ver Anexo N° 9 Analisis de Precios Unitarios de construcción

4.3 PRESUPUESTO DE OBRAS

Para el proyecto, después de su diseño, volúmenes de obra, y análisis de costos, se obtiene un presupuesto para la construcción de obras, presentado en el (Anexo No 10)

4.4 PRESUPUESTO DE OBRAS DESGLOSADO POR COMPONENTES

En el cuadro siguiente se presenta el presupuesto de inversión desglosado en sus componentes: materiales, mano de obra, herramientas y equipo, además del total por concepto de incidencias.

Cuadro N° 4. 1 Resumen Presupuesto de construcción

RUBRO		COSTO (BS.)	COSTO (\$US)
MATERIALES		984.585,56	141.058,10
MANO DE OBRA		459.131,77	65.778,19
Mano de obra indirecta		358.843,62	51.410,26
HERRAMIENTAS Y EQUIPO		43.696,97	6.260,31
Desgaste de herramientas y equipo		40.898,77	5.859,42
5%(M.d.O.+B.S.+IVA)			
COSTO DIRECTO DEL PROYECTO		1.887.156,68	270.366,29
Gastos generales 10%		188.715,67	27.036,63
Utilidades 10%		207.587,24	29.740,29
Beneficios sociales 55% M de O		252.522,47	36.178,00
I.V.A. S/mano de obra 14,94% (MdO+B.S.)		106.321,14	15.232,26
COSTO DEL PROYECTO		2.283.459,59	327.143,21
Impuesto a la transacción		70.558,90	10.108,73
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		2.354.018,49	337.251,93

4.5 PRESUPUESTO DE INVERSIÓN POR MÓDULO

Se presenta en forma de listado el presupuesto de la obra por módulo considerando la unidad de cada actividad, su cantidad, precio unitario y precio total del módulo.

Cuadro N° 4. 2 Presupuesto por módulos

Presupuesto Por Módulos					
Módulo	Descripción	Unid.	Cantidad	P.U. (Bs)	C. Total (Bs)
1	TRABAJOS GENERALES	PZA	11	2314.72	25461,91
2	OBRA DE TOMA TIROLESA	PZA	11	12248.24	134730,59
3	DESARENADOR	PZA	11	6275.35	69028,81
4	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 4" C-6	ML	6544	67.26	440087,01
5	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 3" C-6	ML	2837	56.90	161443,73
6	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 3" C-9	ML	1109	60.76	67388,31
7	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 3" C-12	ML	492	67.95	33452,14
8	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 3" C-15	ML	143	74.95	10751,92
9	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2,5" C-9	ML	914	111.82	102243,06
10	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2,5" C-12	ML	970	58.20	56453,49
11	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2,5" C-15	ML	1138.75	62.94	71678,54
12	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2,5" E40	ML	2009.51	65.92	132473,85
13	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2" C-15	ML	91.24	54.13	4938,44
14	TENDIDO DE TUBERIAS PVC Ø 2" E40	ML	307.82	54.42	16752,52
15	CAMARA DE VALVULAS P/DISTRIBUCIÓN	PZA	4	5461.94	21847,75
16	MODULO CAMARA DE VALVULAS P/PURGA	PZA	3	6493.26	19479,78
17	MODULO CAMARA DE DESFOGUE	PZA	15	439.68	6595,18
18	CAMARA DE VALVULAS (60 x 40 cm)	PZA	15	2692.91	40393,66
19	CAMARA DE VALVULAS (90 x 60 cm)	PZA	11	3850.10	42351,07
20	PUENTE ACUEDUCTO (colgante) L = 9m	PZA	1	9056.83	9056,83
21	PUENTE ACUEDUCTO (colgante) L = 15m	PZA	1	11727.77	11727,77
22	ESTANQUES DE H°C°	PZA	11	79607.47	875682,13

Son: Dos Millones Trescientos Cincuenta Y Cuatro Mil Dieciocho 49/100 Bs.	2.354.018,49
--	---------------------

Fuente elaboración propia

4.6 PRESUPUESTO DE INVERSIÓN POR SUBSISTEMA

Se presenta en forma de listado el presupuesto de la obra por Sub-sistema considerando la unidad de cada actividad, su cantidad, precio unitario y precio total del sub-sistema.

Cuadro N° 4. 3 Presupuesto por subsistema

Item	Descripción	Unid.	Cantidad	P.U. (Bs)	C. Total (Bs)
0	Trabajos Generales	PZA	11	2,314.72	25.461,91
1	Zona N° 1 Escuela Central	PZA	1	275.135,39	275.135,39
2	Zona N° 2 Totoral Peña Blanca	PZA	1	273.764,72	273.764,72
3	Zona N° 3 Ojo de Agua	PZA	1	364.848,03	364.848,03
4	Zona N° 4 Santa María	PZA	1	183.557,85	183.557,85
5	Zona N° 5 Pedregosa	PZA	1	177.261,16	177.261,16
6	Zona N° 6 Chilcar la Patilla	PZA	1	163.363,85	163.363,85
7	Zona N° 7 Meson	PZA	1	52.286,45	52.286,45
8	Zona N° 8 Huayllar + Ciénega	PZA	1	452.467,14	452.467,14
9	Zona N° 9 Campo chiquiro y puerta Ciénequilla	PZA	1	132.454,00	132.454,00
10	Zona N° 10 Piedra Grande	PZA	1	125.830,79	125.830,79
11	Zona N° 11 Punta Grande	PZA	1	127.587,22	127.587,22
Son: Dos Millones Trescientos Cincuenta Y Cuatro Mil Dieciocho 49/100 Bs.					2.354.018,49

Fuente elaboración propia

4.7 PRESUPUESTO GENERAL POR ÍTEM

Se presenta en forma de listado el presupuesto de la obra por ítem considerando la unidad de cada ítem, su cantidad, precio unitario y precio total del ítem.

Cuadro N° 4. 4 Presupuesto General por Ítems

Item	Descripción	Unid.	Cantidad	P.U. (Bs)	C. Total (Bs)
1	INSTALACION DE FAENAS P/RIEGOS	GLB	1	14801,81	14801,81
2	LETrero DE OBRAS	PZA	1	1201,95	1201,95
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	HA	3,36	1456,06	4892,36
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOG OB DE ARTE	M2	1689,71	10,71	18096,79
5	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO TUBERIAS	KM	16,57	1538,44	25491,95
6	EXCAVACION CON AGOTAMIENTO	M3	72,00	102,68	7392,96
7	EXC NO CLASIFICADA P/TUBERIAS Y OB ARTE	M3	5724,99	77,00	440824,23
8	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	M3	3311,41	34,07	112819,74
9	H° C° 130KG/CM2 (50% PIEDRA)	M3	803,71	780,10	626974,17
10	H° C° 130 KG/CM2 (40% PIEDRA)	M3	85,22	827,87	70551,08
11	H° A° 210 KG/CM2 P/OBRAS DE ARTE	M3	13,01	2528,80	32899,69
12	PROV.COLOC.REJILLA MET. C/MARCO P/TOMA	PZA	11	1667,74	18345,14
13	PROV Y COLOC COMPUERTA P/DESARENADOR	PZA	11	181,05	1991,55
14	CAMA DE ARENA	M3	662,28	151,77	100514,24
15	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 4" C-6	ML	6543,55	34,06	222873,31
16	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 3" C-6	ML	2837,1	23,71	67267,64
17	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 3" C-9	ML	1109,06	27,55	30554,60
18	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 3" C-12	ML	492,27	34,77	17116,23
19	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 3" C-15	ML	143,46	41,79	5995,19
20	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2,5" C-9	ML	914,38	20,11	18388,18
21	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2,5" C-12	ML	969,93	25,01	24257,95
22	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2,5" C-15	ML	1138,75	29,75	33877,81
23	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2,5" E40	ML	2009,51	32,73	65771,26
24	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2 " C-15	ML	91,24	20,95	1911,48
25	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC Ø 2 " E40	ML	307,82	21,22	6531,94
26	MAMPOSTERIA DE LADRILLO P/CAMARA	M2	61,92	193,90	12006,29
27	REVOQUE Y ENLUCIDO DE CAMARAS	M2	123,84	124,58	15427,99
28	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/CAMARA PURGA	GBL/3	3	5700,27	17100,82
29	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/CAMARA DE DISTRIB (90x90cm)	GBL/4	4	4111,10	16444,40
30	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/CAMARA DE VALVULAS (60x40cm)S/E	GBL/4	4	2057,05	8228,19
31	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/CAMARA DE VALVULAS (60x40cm) C/E	GBL/11	11	1854,46	20399,06
32	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/CAMARA DE VALVULAS (90x60cm)	GBL/11	11	2725,27	29978,01
33	TENDIDO DE LA ESTRUCTURA DE CABLE P/Puente C. L = 9m	GBL	1	6908,40	6908,40
34	TENDIDO DE LA ESTRUCTURA DE CABLE P/Puente C. L = 15m	GBL	1	8786,02	8786,02
35	H°A° 210 KG/CM2 P/LOSA DE FONDO	M3	71,72	3038,21	217900,42
36	REVOQUE INTERIOR	M2	611,30	18,01	11009,51
37	ACCESORIOS PVC Y F°G° P/ESTANQUE	GBL/11	11,00	828,35	9111,82
38	PRUEBA HIDRAULICA	ML	16581,07	0,29	4808,51
39	PLACA DE ENTREGA DE OBRA C/PEDESTAL	GBL	1	458,96	458,96
40	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	GBL	1	4106,83	4106,83

SON: DOS MILLONES TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL DIECIOCHO 49/100 Bs.	2.354.018,49
--	---------------------

Fuente : Elaboración propia

4.8 PRESUPUESTO DEL PROYECTO A PRECIOS PRIVADOS Y SOCIALES

Para todo proyecto a licitar es de rigor considerar el desglose del costo parcial y total en sus componentes: Bienes transables, Insumos Locales, Mano de Obra (calificada, semicalificada, no calificada Urbana, no calificada rural) para propósitos de calcular el costo a precios sociales con el fin de evaluación socioeconómica del proyecto aplicando los factores de conversión vigentes.

El desglose de los costos de infraestructura los costos de supervisión, capacitación, operación y mantenimiento se describen a continuación.

4.8.1 Presupuesto de construcción a precios privados y sociales

El costo de construcción, es de Bs.- 2.354.018,49.- (Dos Millones Trescientos Cincuenta y Cuatro Mil Dieciocho 49/100 Bolivianos); Este importe significa el 100% del total del costo de construcción, en el cuadro siguiente podemos apreciar el presupuesto de Construcción a precios privados y sociales calculados de acuerdo a la Resolución Ministerial vigente. RES MIN No. 159 La Paz, 22 de septiembre de 2006

Cuadro N° 4. 5 Costos de Construcción a precios privados y a precios sociales

CONSTRUCCIÓN	Costos a P/Mcdo	Razón Precio/Cta	Factor de Convers.	Costos a P/Soc
Bienes Transables	240,446.77	RPCD	1,24	298,153.99
Insumos Locales	1,042,173.10	RPCMN	1	1,042,173.10
Mano de obra calificada	14,196.65	RPCMOC	1	14,196.65
Mano de obra semi calificada	322,614.89	RPCMOSC	0,43	138,724.40
Mano de obra no calificada urbana	0.00	RPCMONCU	0,23	0.00
Mano de obra no calificada rural	734,587.09	RPCMONCR	0,47	345,255.93
TOTAL COSTOS	2,354,018.49			1,838,504.07

Fuente: Planilla Parametrizada Proyectos Agropecuarios
Elaboración propia

4.8.2 Presupuesto de Supervisión a precios privados y sociales

Dentro de los costos indirectos tenemos el costo de supervisión. Por concepto de supervisión el costo es de Bs.- 80.614,32 (Ochenta Mil Seiscientos Catorce 32/100 Bs); Este importe significa el 3.4% del total del costo de construcción, ver anexo presupuesto de supervisión.

Cuadro N° 4. 6 Costos de Supervisión a precios privados y a precios sociales

SUPERVISIÓN	Costos a P/Mcdo	Razón Precio/Cta	Factor de Convers.	Costos a P/Soc
Bienes Transables	3.110,28	RPCD	1,24	3.856,75
Insumos Locales	4.867,71	RPCMN	1	4.867,71
Mano de obra calificada	68.274,36	RPCMOC	1	68.274,36
Mano de obra semi calificada	0,00	RPCMOSC	0,43	0,00
Mano de obra no calificada urbana	0,00	RPCMONCU	0,23	0,00
Mano de obra no calificada rural	4.361,97	RPCMONOR	0,47	2.050,13
TOTAL COSTOS	80.614,32			79.048,94

4.8.3 Presupuesto de acompañamiento a precios privados y sociales

El costo de capacitación, es de Bs.- 18.588,60 (Dieciocho Mil Quinientos Ochenta y Ocho 60/100 Bolivianos); este importe significa el 0.8% del total del costo de construcción, ver Anexo 11

Cuadro N° 4. 7 Costos de Capacitación a precios privados y a precios sociales

CAPACITACIÓN	Costos a P/Mcdo	Razón Precio/Cta	Factor de Convers.	Costos a P/Soc
Bienes Transables	400.37	RPCD	1,24	496.46
Insumos Locales	1,959.73	RPCMN	1	1,959.73
Mano de obra calificada	13,844.53	RPCMOC	1	13,844.53
Mano de obra semi calificada	0.00	RPCMOSC	0,43	0.00
Mano de obra no calificada urbana	0.00	RPCMONCU	0,23	0.00
Mano de obra no calificada rural	2,383.97	RPCMONOR	0,47	1,120.47
TOTAL COSTOS	18,588.60			17,421.18

4.8.3.1 Actividades de Capacitación

- ✚ Reuniones de planificación y concertación de las actividades a desarrollar con los beneficiarios del proyecto.
- ✚ Verificación del padrón de los usuarios y superficie de riego de cada agricultor.
- ✚ Organización del Comité Directivo de Riego.
- ✚ Elaboración de reglamentos.
- ✚ Fortalecimiento del servicio Administrativo.

4.8.4 Presupuesto de Operación y Mantenimiento a precios privados y sociales

El costo de Operación y Mantenimiento, es de Bs.- 21.800,00 (Veinte y Un Mil Ochocientos 00/100 Bolivianos); Este importe significa el 0.9% del total del costo de construcción, ver anexo presupuesto de Operación y Mantenimiento.

Cuadro N° 4. 8 Costos de Operación y Mantenimiento a precios privados y a precios sociales

Operación y Mantenimiento	Costos a P/Mcdo	Razón Precio/Cta	Factor de Convers.	Costos a P/Soc
Bienes Transables	0,00	RPCD	1,24	0,00
Insumos Locales	18.800,00	RPCMN	1	18.800,00
Mano de obra calificada	0,00	RPCMOC	1	0,00
Mano de obra semi calificada	750,00	RPCMOSC	0,43	322,50
Mano de obra no calificada urbana	0,00	RPCMONCU	0,23	0,00
Mano de obra no calificada rural	2.250,00	RPCMONOR	0,47	1.057,50
TOTAL COSTOS	21.800,00			20.180,00

4.8.4.1 Actividades de Operación

- ✚ Reuniones de coordinación con el Comité Directivo de Riego.
- ✚ Registro de cultivos y superficie sembrada.
- ✚ Inventario de obras.

✚ Asistencia técnica en la programación del riego.

✚ Taller de uso y manejo del agua de riego.

4.8.4.2 Actividades de Mantenimiento

✚ Taller de operación y mantenimiento del sistema de riego.

✚ Taller sobre técnicas de albañilería.

4.9 ESTRUCTURA DE FINANCIAMIENTO

En el cuadro siguiente se muestra los aportes institucionales dentro de la estructura de financiamiento.

Cuadro N° 4. 9 Estructura de financiamiento

N°	DETALLE	APORTE			TOTAL
		Gobernacion	Municipio	Comunidad	
1.-	Inversión : (a+b)	2.453.221,41	0,00	0,00	2.453.221,41
a)	Inversión Fija	2.354.018,49	0,00	0,00	2.354.018,49
	CONSTRUCCIÓN	2.354.018,49	0,00	0,00	2.354.018,49
b)	Inversión Diferida	99.202,92	0,00	0,00	99.202,92
	SUPERVISIÓN	80.614,32	0,00	0,00	80.614,32
	CAPACITACIÓN	18.588,60	0,00	0,00	18.588,60
2.-	Capital de Trabajo	0,00	0,00	0,00	0,00
3	TOTAL INVERSION	2.453.221,41	0,00	0,00	2.453.221,41
		100%	0%	0%	100%

4.10 PRESUPUESTO DE SUPERVISION DESGLOSADO

Cuadro N° 4. 10 Presupuesto desglosado de Supervisión de la construcción

A: PERSONAL ASIGNADO

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Ing. Civil	hr	1,536.00	35.16	54,000.00
					54,000.00

B. APOYO Y MATERIALES

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Papelería e informes	gbl	1,0	350.00	350.00
2	Material de escritorio	gbl	1,0	350.00	350.00
3	Computadora	gbl	1,0	1,800.00	1,800.00
4	Impresora	gbl	1,0	360.00	360.00
5	Fotografías	gbl	1,0	300.00	300.00
					3,160.00

C. LOGÍSTICA Y SERVICIOS

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Transporte	gbl	1.0	1,800.00	1,800.00
2	Alojamiento	gbl	1.0	900.00	900.00
3	Alimentación	gbl	1.0	3,150.00	3,150.00
4	Servicios telefónicos	gbl	1.0	450.00	450.00
5	Imprevistos	gbl	1.0	300.00	300.00
					6,600.00

E. UTILIDADES

10 % (A+B+C+D)	6,376.0
----------------	---------

F. IMPUESTOS DE LEY

IMPUESTOS 14.94 % (A+B+C+D+E+F)	10,478.32
---------------------------------	-----------

COSTO TOTAL Bs:	80,614.32
COSTO TOTAL \$US:	11,549.33

SON: OCHENTA MIL SEISCIENTOS CATORCE 32/100 Bolivianos

4.11 PRESUPUESTO DE CAPACITACIÓN DESGLOSADO

Cuadro N° 4. 11 Presupuesto desglosado de Capacitación en el acompañamiento

A: PERSONAL ASIGNADO

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Ing. Riego Gestión	hr	150.00	35.00	5,250.00
2	Ing. Agronomo	hr	150.00	30.00	4,500.00
3	Dibujante	hr	48.00	25.00	1,200.00
					10,950.00

B. EQUIPO Y MATERIALES

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Papelería e informes	gbl	1.0	300.00	300.00
2	Material de escritorio	gbl	1.0	200.00	200.00
3	Computadora	gbl	1.0	66.67	66.67
4	Impresora	gbl	1.0	250.00	250.00
					816.67

C. LOGISTICA Y SERVICIOS

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Transporte	gbl	1.0	800.00	800.00
2	Alojamiento	gbl	1.0	100.00	100.00
3	Alimentación	gbl	1.0	1,500.00	1,500.00
4	Servicios telefónicos	gbl	1.0	150.00	150.00
5	Imprevistos	gbl	1.0	385.55	385.55
					2,935.55

E. UTILIDADES

10 % (A+B+C+D)	1,470.22
----------------	----------

F. IMPUESTOS DE LEY

IMPUESTOS 14.94 % (A+B+C+D+E+F)	2,416.16
---------------------------------	----------

COSTO TOTAL Bs:	18,588.60
COSTO TOTAL \$US:	2,663.12

SON: DIECIOCHO MIL QUINIENTOS OCHENTA Y OCHO 60/100 Bolivianos

COSTO DE INVERSIÓN (Bs.) =	2,354,018.49
% CAPACITACIÓN =	0.8%

4.12 PRESUPUESTO DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DESGLOSADO

Cuadro N° 4. 12 Presupuesto General Componente Operación y Mantenimiento

A: ADMINISTRACIÓN, OPERACIÓN

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Técnico Albañil	Dias	5.00	150.00	750.00
2	Maq. y Equipo Menor Herramientas	Glb	1.00	8000.00	8,000.00
3	Tecnico Constructor Asist. Tec.	Dias	5.0	150.00	750.00
4	Transporte	Glb	1.00	300.00	300.00
					9,800.00

B: ACOMPAÑAMIENTO EJECUCION Y MANTENIMIENTO DE OBRAS

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Técnico	Dias	5.0	150.00	750.00
2	Material de constr. y reparación	Glb	1.0	10,000.00	10,000.00
3	Transporte	Glb	1.0	300.00	300.00
					11,050.00

C: ELABORACION INFORMES DE FUNCIONAMIENTO ANUALES, MENSUALES

N°	DETALLE	UNIDAD	CANT.	P.U. Bs	COSTO TOTAL Bs
1	Tecnico encargado (comunario)	Dias	5.0	150.00	750.00
2	Material de Escritorio	Glb	1.0	200.00	200.00
					950.00

COSTO TOTAL Bs:	21,800.00
COSTO TOTAL \$US:	3,123.21

SON: VEINTE Y UN MIL OCHOCIENTOS 00/100 Bolivianos

Tabla de contenido

PRESUPUESTO Y ESTRUCTURA FINANCIERA	172
4.1 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PRESUPUESTO	172
4.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	173
4.3 PRESUPUESTO DE OBRAS	175
4.4 PRESUPUESTO DE OBRAS DESGLOSADO POR COMPONENTES	175
4.5 PRESUPUESTO DE INVERSIÓN POR MÓDULO	176
4.6 PRESUPUESTO DE INVERSIÓN POR SUBSISTEMA	177
4.7 PRESUPUESTO GENERAL POR ÍTEM	178
4.8 PRESUPUESTO DEL PROYECTO A PRECIOS PRIVADOS Y SOCIALES	179
4.8.1 Presupuesto de construcción a precios privados y sociales	179
4.8.2 Presupuesto de Supervisión a precios privados y sociales	180
4.8.3 Presupuesto de acompañamiento a precios privados y sociales	180
4.8.4 Presupuesto de Operación y Mantenimiento a precios privados y sociales	181
4.9 ESTRUCTURA DE FINANCIAMIENTO	182
4.10 PRESUPUESTO DE SUPERVISION DESGLOSADO.....	183
4.11 PRESUPUESTO DE CAPACITACIÓN DESGLOSADO	184
4.12 PRESUPUESTO DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DESGLOSADO	185
 CUADRO Nº 4. 1 RESUMEN PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN.....	175
CUADRO Nº 4. 2 PRESUPUESTO POR MÓDULOS	176
CUADRO Nº 4. 3 PRESUPUESTO POR SUBSISTEMA.....	177
CUADRO Nº 4. 4 PRESUPUESTO GENERAL POR ÍTEMES.....	178
CUADRO Nº 4. 5 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN A PRECIOS PRIVADOS Y A PRECIOS SOCIALES	179
CUADRO Nº 4. 6 COSTOS DE SUPERVISIÓN A PRECIOS PRIVADOS Y A PRECIOS SOCIALES.....	180
CUADRO Nº 4. 7 COSTOS DE CAPACITACIÓN A PRECIOS PRIVADOS Y A PRECIOS SOCIALES	180
CUADRO Nº 4. 8 COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO A PRECIOS PRIVADOS Y A PRECIOS SOCIALES.....	181
CUADRO Nº 4. 9 ESTRUCTURA DE FINANCIAMIENTO	182
CUADRO Nº 4. 10 PRESUPUESTO DESGLOSADO DE SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	183
CUADRO Nº 4. 11 PRESUPUESTO DESGLOSADO DE CAPACITACIÓN EN EL ACOMPAÑAMIENTO.....	184
CUADRO Nº 4. 12 PRESUPUESTO GENERAL COMPONENTE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	185

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN DEL PROYECTO

5 EVALUACION DEL PROYECTO

Para la evaluación del proyecto de riego rejera se analiza la factibilidad desde la diferentes perspectivas tanto técnicas, económicas, ambientales, sociales, financieras. Las consideraciones de factibilidad del proyecto se detalladan a continuación.

5.1 FACTIBILIDAD TÉCNICA

Con el propósito de beneficiar a 123 familias, permitiéndoles ampliar su área de producción de 16.94 hectáreas a secano a 55.55 hectareas bajo riego, se presenta las consideraciones que determinan la factibilidad técnica del proyecto.

Disponibilidad de agua: mediante el análisis de agua con fines de riego se determina que el agua de la zona es aceptable, por otro lado se ha determinado mediante el estudio hidrológico la oferta mínima con la cual se diseña el sistema de aducción, dado que los caudales de oferta son menores a 10 l/s se ha dispuesto el almacenamiento en estanques para realizar la regulación diaria. Así entregar como mínimo un caudal de 10 l/s. considerado como caudal manejable por un agricultor.

Suelos: los resultados del análisis físico químico del suelo determinan que el suelo es apto para el riego, mediante el reconocimiento de campo se determina la magnitud de los terrenos adecuados para uso agrícola, de esta manera se determina los datos de area máxima de cultivo en la situación con proyecto la cual es de 55.55 hectareas.

Ambientales: las condiciones de clima y temperatura de la zona solo permiten una sola cosecha al año debido principalmente por ser una zona con riesgo alto a las heladas, con riesgo moderado de granizo. Por otro lado se ha diagnosticado riesgo muy alto de incendio en la zona, el riesgo a la erosion hídrica en la zona es moderado.

Tecnología: El sistema productivo que se prevé en el estudio es suficientemente conocido por los beneficiarios, y está en base a la demanda de los mercados naturales, por ello al dotar agua suficiente y seguro para el riego de sus tierras, se asegurará la

producción en la superficie prevista, el proyecto ha tomado en cuenta la capacitación de los usuarios con el fin de alcanzar las metas económicas trazadas

La tecnología propuesta para la construcción de las obras de infraestructura es adecuada al proyecto, dado que los insumos necesarios están disponibles y son de fácil acceso y económicos, se acomodan a la tecnología intermedia a ser utilizada.

5.2 FACTIBILIDAD PRIVADA Y SOCIOECONÓMICA

En ambos casos, el beneficio corresponde a la producción incremental (beneficio incremental) y los costos corresponden a los costos de inversión (presupuesto de la inversión) más los costos de operación y mantenimiento. La diferencia está dada únicamente por la utilización de las razones o precio cuenta al momento de valorar los costos y beneficios.

El objetivo es medir el valor generado por el proyecto, de ahí que para evaluar el proyecto el beneficio está dado por la producción incremental y los costos por la inversión más los costos de operación y mantenimiento. Desde ésta óptica de análisis, no se incluyen los ingresos por préstamos recibidos, los pagos ó amortizaciones ni los intereses pagados, porque no son el resultado de la actividad operativa del proyecto, en caso que, por ejemplo, el financiamiento de la inversión sea con recursos de una entidad financiera nacional ó internacional. La inversión es el valor de los recursos sacrificados en el proyecto, sin importar de donde provengan los fondos para adquirir esos recursos que se sacrifican como inversión. Se asume que es la sociedad quién invertirá en el proyecto, a través de sus recursos (por ejemplo, a través de la utilización de los impuestos).

Los diferentes indicadores de evaluación se calcularán a partir del Flujo de Beneficios Neto. Flujo de Beneficios descontado a una tasa de descuento (costo de oportunidad del capital). Indicadores de evaluación que permitirán obtener diferentes criterios para la toma de decisiones. En éste sentido, se calcularán los siguientes indicadores, los mismos que se encuentran dentro de los grupos costo – beneficio, mínimo costo y costo - eficiencia:

Valor Actual Neto (VAN): Es la suma de valores positivos (ingresos) y de valores negativos (costos) que se producen en diferentes momentos. Dado que el valor del

dinero varía con el tiempo es necesario descontar de cada período un porcentaje anual estimado como valor perdido por el dinero durante el periodo de inversión. Una vez descontado ese porcentaje se pueden sumar los flujos positivos y negativos. Si el resultado es mayor que cero significará que el proyecto es conveniente. Si es menor que cero no es conveniente:

Dicho de otra manera el VAN es el valor actual de los beneficios netos que genera el proyecto durante toda su vida, para su cálculo se requiere predeterminedar una TASA DE DESCUENTO que representa el “costo de oportunidad del capital” (COK).

El VAN mide, en moneda de hoy, cuanto más dinero recibe el inversionista si decide ejecutar el proyecto en vez de colocar su dinero en una actividad que le reditúa una rentabilidad equivalente a la tasa de descuento, el criterio es el siguiente:

Si $VAN > 0 \rightarrow$ Conviene ejecutar el proyecto

Si $VAN < 0 \rightarrow$ No conviene ejecutar el proyecto

Si $VAN = 0 \rightarrow$ Indiferente

Tasa interna de retorno (TIR): Corresponde a la determinación de la tasa de interés que lleva a cero el valor actual neto del proyecto. Si la tasa resultante es mayor que los intereses pagados por el dinero invertido (COK) el proyecto es conveniente. Caso contrario no conviene, por lo tanto si:

- $TIR > COK$ se recomienda pasar a la siguiente etapa
- $TIR = COK$ es indiferente invertir
- $TIR < COK$ se recomienda su rechazo o postergación

Razón Beneficio/Costo (B/C): Si la suma de los ingresos (descontados con su tasa de perdida de valor) se divide entre la suma de costos (también descontados a la misma tasa) y resulta un valor mayor que uno el proyecto es conveniente, pues se está obteniendo un beneficio adicional sobre los costos. Si el resultado es menor que uno el proyecto no es conveniente.

- $B/C > 1$ se recomienda pasar a la siguiente etapa
- $B/C = 1$ es indiferente invertir

- $B/C < 1$ se recomienda su rechazo o postergación

Costo anual equivalente (CAE): este indicador muestra cuál es el monto uniforme que se tendría que ir invirtiendo cada año durante toda la vida útil para igualar la inversión inicial (VAC) a una tasa de descuento “i” dentro la vida útil “n”

$$CAE = VAC * \left(\frac{i * (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right)$$

Este indicador es útil cuando se requiere comparar alternativas de un proyecto que tienen una vida útil distinta. Según este criterio, se deberá escoger el proyecto (o la alternativa) que tenga el menor CAE.

5.2.1 Indicadores Privados

5.2.1.1 Indicadores expresivos de costo-beneficio privado: VANp, TIRp, (B/C)p

Indicadores del flujo de fondos para una tasa de descuento privada de: 12.81 %,

- Valor Actual Neto Privado : $VANP = 1,511,822.98$ (Bs.)
- Tasa Interna de Retorno Privada : $TIRP = 21.18$ (%)
- Relación Beneficio / Costo Privado ($VANBP / VANCP$) $RBC = 1.29$
- Valor Actual de los Costos Privados : $VACP = 5,150,728.44$ (Bs.)
- Costo Anual Equivalente Privado : $CAEP = 724,867.17$ (Bs.)

5.2.1.2 Indicadores de costo eficiencia Privado

Costo – Eficiencia de la Población

CAEp/Población: 5,893.23.- (Bs./ Flia.) o 844.30 (\$us./ Flia.)

Costo – Eficiencia del Área Beneficiada

CAEp/area incr.: 18,775.52.- (Bs./ Ha.) o 2,689.90 (\$us./ Ha.)

Costo – Eficiencia de la Producción Incremental

CAEp/Prod incr.: 1,13

Costo de Inversión / Hectárea: 60,973.82 (Bs./ Ha.) o 8,735.50 (\$us./ Ha.)

Costo de Inversión / familia: 19,138.36 (Bs./ Flia.) o 2,741.89 (\$us./ Flia.)

5.2.2 Indicadores Socioeconomicos

5.2.2.1 Indicadores expresivos de costo-beneficio social: VANs, TIRs, (B/C)s

Indicadores del flujo de fondos para una tasa de descuento social de: 12.67%

- Valor Actual Neto Social : VANs = 2,393,500.06 (Bs.)
- Tasa Interna de Retorno Social: TIRs = 28,46 (%)
- Relación Beneficio / Costo Social (VANBS / VANCS) RBC = 1,55
- Valor Actual de los Costos Sociales : VACS = 4,329,203.66 (Bs.)
- Costo Anual Equivalente Social : CAES =604,092.54 (Bs.)

5.2.2.2 Indicadores de costo eficiencia Social

Costo – Eficiencia de la Población

CAEs/Población: 4,911.32.- (Bs./ Flia) o 703,63 (\$us./ Flia.)

Costo – Eficiencia del Área Beneficiada

CAEs/área incr.: 15,647.21.- (Bs./ Ha.) o 2,241.72 (\$us./ Ha.)

Costo – Eficiencia de la Producción Incremental

CAEs/Prod incr.: 0,88

5.3 FACTIBILIDAD SOCIAL

El proyecto tendrá un efecto directo en las familias beneficiarias por el mejoramiento y ampliación del sistema de riego, que permitirá incorporar mayores superficies al desarrollo de una agricultura bajo riego dinamizando la actividad agrícola productiva en la zona.

El efecto directo debido a la implementación del proyecto, es la generación de empleos, puesto que en las diferentes etapas de construcción de las obras civiles habrá un uso importante de mano de obra por parte de la comunidad. Así también se disminuirá la migración temporal principalmente de la población joven del área del proyecto

Por otra parte se espera que el mejoramiento del sistema de riego tenga repercusión en los rendimientos de los cultivos al disminuir los efectos del déficit hídrico. Los hábitos culturales de producción con el proyecto tenderán a una mayor actividad bajo riego que permitirá disponer de productos principalmente para el mercado y el consumo familiar propios.

En cuanto a la organización social de regantes, el proyecto repercutirá en el fortalecimiento organizacional de los beneficiarios porque la infraestructura construida demandará otros compromisos que permitan el desarrollo participativo y autogestionario.

5.4 FACTIBILIDAD AMBIENTAL

Los efectos medio ambientales suscitados por el uso del riego, con el proyecto permitirán un beneficio con la implementación del entubado total que evitará la contaminación por desechos sólidos y líquidos del agua de riego.

Por otra parte, durante la fase de construcción, los factores ambientales de suelo y ecología no son afectados, éstos tendrán un carácter pasivo y en la fase de funcionamiento del sistema la disponibilidad del agua permitirá contar con más parcelas cultivadas que tendrá efectos positivos en el ecosistema.

Asimismo, se han identificado necesidades de asesoramiento ambiental dirigida a los beneficiarios del proyecto, principalmente en cuanto a practicas agrícolas de conservación de suelos en pendientes inclinadas, tales como la siembra de cultivos siguiendo las curvas de nivel, mejoramiento de las condiciones físicas de los suelos, incremento de la capacidad de retención de humedad, establecimiento de una sucesión planificada de cultivos e incremento de la fertilidad de los suelos y demás prácticas agrotécnicas compatibles con la destreza y experiencia de los campesinos, en concordancia con la rentabilidad económica y la sostenibilidad del medio ambiente.

La Entidad Promotora prestará su asesoramiento permanente en el uso y manejo de plaguicidas y agroquímicos a fin de evitar el deterioro de las condiciones naturales del agua, los suelos y principalmente la salud de los campesinos. Las medidas

adecuadas de aplicación de plaguicidas permitirán así mismo mitigar la contaminación del medio ambiente y de la fauna existente.

En general el impacto ambiental generado por las actividades que se desarrollarán durante la etapa de operación no avisora problemas ambientales al contrario con el uso racional del agua y conducción por tubería se evita problemas de erosión, durante la etapa de mantenimiento el movimiento de tierras extracción de áridos se consideran como impactos localizados y temporales.

De acuerdo a la Ficha Ambiental y la matriz de Impacto Ambiental elaborada, el proyecto “Diseño Sistema de riego Rejará” ha sido calificado como de categoría 4 de impacto ambiental ver Anexo N° 15, por lo tanto No requiere Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) analítica ambiental.

5.5 SUPUESTOS Y RIESGOS IMPLICADOS

Entre los supuestos más destacables para lograr los resultados del proyecto, se pueden mencionar los siguientes:

- ❑ Con el proyecto no serán alterados los derechos de uso de agua al existir un control social mutuo y acuerdos validados por instancias internas.
- ❑ Los comunarios cuentan con experiencia constructiva, mayormente la implementación del sistema de riego fueron asumidos por los mismos usuarios.
- ❑ Existe bastante experiencia de los usuarios del sistema, en el manejo del agua con fines de riego, esta situación garantizará la distribución del agua del sistema mejorado.
- ❑ Entre los riesgos a considerarse se ve la elevación de los costos de materiales no locales y la postergación de la ejecución de las obras previstas. Para evaluar los riesgos económicos se realiza el análisis de sensibilidad a la variación de precios y costos implicados en el proyecto.

5.5.1 Análisis de Sensibilidad

Este análisis consiste en introducir cambios en los valores de las principales variables que afecte ya sea los beneficios o costos del proyecto.

En el proyecto se realizó el análisis de sensibilidad unidimensional de punto muerto donde el objetivo es determinar qué porcentaje de caída o aumento de los valores de las variables independientes necesarios para que el VAN sea cero.

5.5.2 Análisis de Sensibilidad a precios privados

El análisis de sensibilidad se realizará en base a variables, que influirán directamente en el proyecto, tales como la disminución en el precio de venta del producto, el aumento en los costos de producción, el aumento del costo de la inversión debido al incremento del precio de los materiales de construcción, mano de obra, etc.

Los porcentajes de disminución o incremento que permiten que el $VAN_p = 0$ a una tasa interna de retorno $TIR_p = 12.81\%$ son:

- ✓ El proyecto soporta una disminución en el precio de venta de: 22.7 %
- ✓ El proyecto soporta un aumento en el costo de producción de: 59.5 %
- ✓ El proyecto soporta un aumento en el costo de infraestructura de: 61.6 %

5.5.3 Análisis de Sensibilidad a precios sociales

El análisis de sensibilidad se realizará en base a variables, que influirán directamente en el proyecto, como: disminución en el precio de venta del producto, el aumento en los costos de producción, el aumento del costo de la inversión debido al incremento del precio de los materiales de construcción, mano de obra, etc.

Los porcentajes de disminución o incremento que permiten que el $VAN_s = 0$ a una tasa interna de retorno $TIR_s = 12.67\%$ son:

- ✓ El proyecto soporta una disminución en el precio de venta de: 35.6 %
- ✓ El proyecto soporta un aumento en el costo de producción de: 106.4 %
- ✓ El proyecto soporta un aumento en el costo de infraestructura de: 123.7 %

5.6 FACTIBILIDAD FINANCIERA

5.6.1 Introducción

A diferencia de la evaluación socioeconómica, el objetivo de la evaluación financiera es analizar la viabilidad del proyecto, considerando que los ingresos del proyecto son aquellos generados por el cobro de una tarifa en (Bs/m³) por el consumo de agua para riego; y los costos son los correspondientes a la inversión en dos casos con financiamiento y sin financiamiento agregando en los dos casos anteriores los costos de operación y mantenimiento que permite que la obra funcione en forma anual, para esto los costos de Operación y Mantenimiento se considera a partir del primer año de operación, la amortización y los costos financieros son calculados por el método de amortización variable o de cuotas decrecientes con un año de gracia, la tasa financiera se asume de 6% anual, con plazo de 15 años para liquidar el préstamo adquirido que financia la inversión en el año 0 (inversión inicial).

El Costo de Inversión es el que corresponde a las obras de ingeniería del proyecto

El instrumento utilizado para el análisis será un Flujo de Caja o Fondos o Tesorería. Los indicadores de la viabilidad del proyecto desde el punto de vista financiero evaluados por el método costo beneficio son: el Valor Actual Neto (VAN), Tasa Interna de Retorno (TIR) y la relación Beneficio / Costo.

Adicionalmente, en la evaluación financiera se analizará la tarifa para cubrir solamente los costos de operación y mantenimiento durante la vida del proyecto, sin considerar la inversión inicial.

Los criterios para la fijación de la tarifa son los siguientes:

- Criterio 1: **Tarifa que cubra los costos de inversión, operación y mantenimiento.** Donde los ingresos del proyecto son los recursos generados por el cobro de la tarifa por dotación de agua para riego; los costos son los de inversión, operación y mantenimiento. Esta tarifa además permite que el proyecto sea sostenible.
- Criterio 2: **Tarifa que cubre los costos de operación y mantenimiento más los costos de tener que incurrir en un préstamo para el financiamiento de**

la inversión inicial. Los ingresos del proyecto son los recursos generados por el cobro de la dotación de agua para riego con esta tarifa y los costos son los de operación y mantenimiento más las amortizaciones de capital por el préstamo recibido y el costo financiero (pago de intereses).

Los dos criterios para la fijación de la tarifa lo que buscan es que los costos del proyecto (costos de obtención) sean cubiertos con la generación propia de ingresos; es decir, con el cobro de una tarifa por el consumo de agua para riego.

Ahora bien, con el objeto de ver si esta tarifa puede ser cubierta con los ingresos generados por cada familia (sus utilidades), se analizará si la tarifa cobrada por la prestación del servicio de agua para riego se encuentra dentro de los márgenes de ingresos que percibe cada familia, producto de la comercialización de su producción (producción destinada a la venta); los ingresos son netos asea descontando los costos de producción.

Dado que en la situación sin proyecto éste costo es prácticamente nulo, el costo incremental de operación y mantenimiento anual de las obras de ingeniería corresponderá únicamente al costo de la situación con proyecto.

En el cuadro siguiente se presenta la demanda de agua para riego anual por sub-sistema y la demanda total del proyecto.

Cuadro N° 5. 1 Demanda de agua para riego en (m3)

Mes	Sub-Zonas											Total
	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Z10	Z11	
Jun	93.27	86.61	77.28	59.96	42.64	53.30	39.97	78.61	89.94	48.37	70.22	740.14
Jul	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ago	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sep	4,495.16	4,174.08	3,724.56	2,889.75	2,054.93	2,568.66	1,926.50	3,788.78	4,334.62	2,331.06	3,384.21	35,672.31
Oct	9,318.00	8,652.43	7,720.63	5,990.14	4,259.66	5,324.57	3,993.43	7,853.74	8,985.22	4,832.05	7,015.12	73,945.00
Nov	15,597.26	14,483.17	12,923.44	10,026.81	7,130.17	8,912.72	6,684.54	13,146.26	15,040.21	8,088.29	11,742.51	123,775.36
Dic	15,219.35	14,132.25	12,610.32	9,783.87	6,957.42	8,696.77	6,522.58	12,827.74	14,675.80	7,892.32	11,457.99	120,776.39
Ene	878.12	815.40	727.59	564.51	401.43	501.78	376.34	740.13	846.76	455.37	661.10	6,968.54
Feb	310.56	288.37	257.32	199.64	141.97	177.46	133.10	261.75	299.46	161.05	233.80	2,464.48
Mar	1,195.21	1,109.83	990.31	768.35	546.38	682.98	512.23	1,007.39	1,152.52	619.80	899.82	9,484.82
Abr	1,702.50	1,580.90	1,410.65	1,094.47	778.29	972.86	729.64	1,434.97	1,641.70	882.87	1,281.74	13,510.58
May	695.35	645.68	576.15	447.01	317.87	397.34	298.01	586.08	670.52	360.59	523.50	5,518.09
Anual	49,504.77	45,968.72	41,018.24	31,824.50	22,630.75	28,288.44	21,216.33	41,725.45	47,736.74	25,671.76	37,270.02	392,855.73

Fuente: Elaboración propia

Para satisfacer la demanda de agua para riego de los cultivos de las zonas beneficiadas con el proyecto, es necesario suministrar, **392,855.73 m3/año** metros cúbicos de agua por año.

5.6.2 Tarifa 1 cubre los costos de Op. y Mant. & Inversión sin financiamiento

La tarifa que cubre los costos de operación y mantenimiento y además permite recuperar la inversión en el tiempo sin financiamiento se puede calcular con los siguientes pasos:

Paso 1: Se calcula el costo anual equivalente de la inversión y costos a recuperar, para esto a los costos de inversión inicial se suma el valor presente de los costos de operación y mantenimiento anual. Los costos de inversión inicial son los siguientes:

Costo de inversión = Costo infraestructura + Costo Supervisión + Costo Capacitación

Costo de inversión = 2.354.018,49 + 80.614,32 + 18.588,60 = 2.453.221,41.- Bs.

El valor presente del costo de operación y mantenimiento anual se calcula con la siguiente ecuación:

$$VP = A * \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right)$$

Donde:

i = 6 % (Tasa de oportunidad anual)

n = 20 (Número de pagos anuales)

A = 21,800.00.- Bs (Costo anual de operación y mantenimiento)

Vp = 250,044.28.- Bs (Valor presente del costo de operación y mantenimiento)

Se calcula el costo actual de Inversión, Operación y Mantenimiento para esto se suma los valores presentes de inversión más el valor presente de operación y mantenimiento:

Costo de inversión = 2.453.221,41.- Bs.

+ (Valor presente del costo de Op. y Mant.) Vp = 250,044.28.- Bs

(Costo actual de Inversión, Op. y Mant.) = 2,703,265.70.- Bs

Por lo tanto 2,703,265.70.- Bs. representa el costo que se debe recuperar en una serie uniforme de pagos o anualidad.

Paso 2: Se calcula el ingreso anual que cubre la Inversión inicial, Op. y Mant. Sin financiamiento. Con la siguiente ecuación:

$$A = VP * \left(\frac{i * (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right)$$

Donde:

$i = 6\%$ (tasa de oportunidad anual)

$n = 20$ (número de pagos anuales)

$Vp = 2,703,265.70.-Bs$ (Valor presente de la inversión, Op. y Mant.)

$A = 235,683.02.- Bs$ (costo anual equivalente para recuperar la Inversión, Op. y Mant.)

Por lo tanto 235,683.02.- Bs representa el ingreso mínimo anual que se debe cobrar para recuperar la Inversión, y cubrir los costos de Op. y Mant.

Paso 3: Cálculo de la Tarifa N° 1 (Tarifa Económica)

La tarifa que cubre la inversión inicial sin financiamiento más los costos de Op. y Mant. anual, representa la tarifa mínima y se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{Tarifa mín N°1 (Bs/m}^3\text{)} = \text{Ingreso mínimo (Bs/año)} / \text{Demanda de agua (m}^3\text{/año)}$$

Donde:

$$\text{Ingreso mín Anual} = 235,683.02.- Bs / \text{año}$$

$$\text{Demanda Anual de agua para riego} = 392,855.73 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{Tarifa mín N°1} = 0.60 \text{ (Bs/m}^3\text{)} \quad \text{o} \quad \text{Tarifa mín N°1} = 0.09 \text{ (\$/m}^3\text{)}$$

La tarifa mínima que cubre costos de Inversión, Op. y Mant. es de 0.64 Bs/m³

Paso 4: Flujo de Caja Sin financiamiento

Como puede verse en el flujo de fondos del cuadro No 5.2, para el ingreso constante de 235.683,02.-Bs, se obtiene: VAN (6%) = 0, TIR = 6%, relación Beneficio / Costo B/C = 1. Estos valores de los Indicadores muestran que el proyecto se encuentra en su punto de equilibrio. Tarifas superiores a (0.64 Bs/m³) permitirán obtener utilidades.

Cuadro N° 5. 2 Flujo de Fondos Neto Tarifa 1

Tasa de descuento: i = 6%								
Año	Periodo	Ingresos por dotación de agua para riego	Costos totales	Flujo de Caja Neto	Factor de act.	Flujo de Caja Neto Actualizado		
		Bs	Bs	Bs		VAI	VAC	VAN
2012	0		2,453,221.41	-2,453,221.41	1.00		2,453,221.41	-2,453,221.41
2013	1	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.94	222,342.47	20,566.04	201,776.44
2014	2	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.89	209,757.05	19,401.92	190,355.13
2015	3	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.84	197,884.01	18,303.70	179,580.31
2016	4	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.79	186,683.03	17,267.64	169,415.39
2017	5	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.75	176,116.06	16,290.23	159,825.84
2018	6	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.70	166,147.23	15,368.14	150,779.09
2019	7	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.67	156,742.67	14,498.25	142,244.43
2020	8	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.63	147,870.44	13,677.59	134,192.85
2021	9	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.59	139,500.42	12,903.39	126,597.03
2022	10	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.56	131,604.17	12,173.01	119,431.16
2023	11	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.53	124,154.88	11,483.97	112,670.91
2024	12	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.50	117,127.24	10,833.93	106,293.31
2025	13	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.47	110,497.40	10,220.69	100,276.71
2026	14	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.44	104,242.83	9,642.16	94,600.67
2027	15	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.42	98,342.29	9,096.38	89,245.91
2028	16	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.39	92,775.75	8,581.49	84,194.26
2029	17	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.37	87,524.29	8,095.74	79,428.54
2030	18	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.35	82,570.08	7,637.49	74,932.59
2031	19	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.33	77,896.31	7,205.18	70,691.12
2032	20	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.31	73,487.08	6,797.34	66,689.74
TOTAL						2,703,265.70	2,703,265.70	0,00

Fuente: Elaboración propia

Valor Actual Neto: $VAN = VAI - VAC = 0.00$

Tasa Interna de retorno (%): $TIR = 6\%$.

Ratio Beneficio Costo: $B/C = VAI / VAC = 1$

5.6.3 Tarifa 2 cubre costos de Op. y Mant. & Inversión con Financiamiento.

En éste caso, los costos del proyecto corresponden al costo de operación y mantenimiento, Amortizaciones más el costo de financiamiento (intereses). Los costos de operación y mantenimiento son los mismos que en el caso anterior. El Costo de financiamiento está considerado tomando en cuenta que el 100% de la inversión de Infraestructura, Supervisión y Capacitación monto que asciende a: (Bs.

2.453.221,41.-) este monto para la ejecución del proyecto provienen de una fuente de financiamiento (un préstamo reembolsable efectuado por un tercero). La tasa de interés es fijada al inicio de cada crédito, aplicándose el promedio ponderado de la tasa pasiva efectiva de la banca nacional calculada por el Banco Central de Bolivia (para el análisis se utilizó una tasa de interés de 6% anual). Para la determinación de esta tarifa se siguen los siguientes pasos:

Paso 1: Se calcula los gastos financieros en los que se incurre con el préstamo para cubrir la inversión inicial, determinando el tipo de préstamo, tasa de interés anual, plazo de pago, años de gracia, el cálculo es como sigue:

Detalle del tipo de préstamo:

Método: Amortización variable o de cuotas decrecientes

Tipo: Préstamo Amortizable

Monto a financiar: 2.453.221,41.- Bs

Tasa de interés anual: 6 %

Nº de años Plazo de pago: 15 años

Años de gracia: 1 año

Cuadro N° 5. 3 Financiamiento de Inversión

Periodo	Amortización Capital	Interes	Cuota Anual	Saldo Deudor
	$AC = K / n$	$I = SD \times \text{tasa}$	$C = AC + I$	$SD = K - AC$
1	0,00	147.193,28	147.193,28	2.453.221,41
2	175.230,10	147.193,28	322.423,39	2.277.991,31
3	175.230,10	136.679,48	311.909,58	2.102.761,21
4	175.230,10	126.165,67	301.395,77	1.927.531,11
5	175.230,10	115.651,87	290.881,97	1.752.301,01
6	175.230,10	105.138,06	280.368,16	1.577.070,91
7	175.230,10	94.624,25	269.854,36	1.401.840,81
8	175.230,10	84.110,45	259.340,55	1.226.610,71
9	175.230,10	73.596,64	248.826,74	1.051.380,60
10	175.230,10	63.082,84	238.312,94	876.150,50
11	175.230,10	52.569,03	227.799,13	700.920,40
12	175.230,10	42.055,22	217.285,32	525.690,30
13	175.230,10	31.541,42	206.771,52	350.460,20
14	175.230,10	21.027,61	196.257,71	175.230,10
15	175.230,10	10.513,81	185.743,91	0,00
TOTAL	2.453.221,41	1.251.142,92	3.704.364,33	

Fuente: Elaboración propia

Tanto el cálculo de los ingresos del proyecto como el de los costos se efectuó de la misma manera que en el caso anterior, la única diferencia es que ahora los costos incluyen, además, las amortizaciones de capital y el pago de intereses correspondientes al 100 % de la inversión.

Paso 2: Calculo del ingreso anual que cubre la inversion, Op. Y Mant. Con financiamiento.

El ingreso mínimo que cubre los costos de obtension será la suma del costo anual equivalente de la inversión mas el costo anual de Op. y Mant. más la amortización del capital y los costos financieros (intereses). El ingreso en este caso no será constante en la vida del proyecto. El cuadro N° 5.4 se detalla los ingresos anuales que se deberá percibir por concepto de entrega de agua para riego.

Cuadro N° 5. 4 Ingresos y Costos para Flujo de Caja Tarifa N°2

1	2	3	4	5	6	7 = 3+4+5+6	8	9 = 4+5+6
Año	Periodo	Ingreso anual equivalente de inversion	Ingreso anual de Op. Y Mant.	Amortizacion de capital	Interes	Ingresos por dotación de agua para riego	Costo inicial	Costos anuales
		Bs	Bs	Bs	Bs	Bs	Bs	Bs
2012	0						2,453,221.41	
2013	1	213,883.02	21,800.00	0.00	147,193.28	382,876.31		168,993.28
2014	2	213,883.02	21,800.00	175,230.10	147,193.28	558,106.41		344,223.39
2015	3	213,883.02	21,800.00	175,230.10	136,679.48	547,592.60		333,709.58
2016	4	213,883.02	21,800.00	175,230.10	126,165.67	537,078.80		323,195.77
2017	5	213,883.02	21,800.00	175,230.10	115,651.87	526,564.99		312,681.97
2018	6	213,883.02	21,800.00	175,230.10	105,138.06	516,051.18		302,168.16
2019	7	213,883.02	21,800.00	175,230.10	94,624.25	505,537.38		291,654.36
2020	8	213,883.02	21,800.00	175,230.10	84,110.45	495,023.57		281,140.55
2021	9	213,883.02	21,800.00	175,230.10	73,596.64	484,509.77		270,626.74
2022	10	213,883.02	21,800.00	175,230.10	63,082.84	473,995.96		260,112.94
2023	11	213,883.02	21,800.00	175,230.10	52,569.03	463,482.15		249,599.13
2024	12	213,883.02	21,800.00	175,230.10	42,055.22	452,968.35		239,085.33
2025	13	213,883.02	21,800.00	175,230.10	31,541.42	442,454.54		228,571.52
2026	14	213,883.02	21,800.00	175,230.10	21,027.61	431,940.74		218,057.71
2027	15	213,883.02	21,800.00	175,230.10	10,513.81	421,426.93		207,543.91
2028	16	213,883.02	21,800.00	0.00	0.00	235,683.02		21,800.00
2029	17	213,883.02	21,800.00	0.00	0.00	235,683.02		21,800.00
2030	18	213,883.02	21,800.00	0.00	0.00	235,683.02		21,800.00
2031	19	213,883.02	21,800.00	0.00	0.00	235,683.02		21,800.00
2032	20	213,883.02	21,800.00	0.00	0.00	235,683.02		21,800.00

Fuente: elaboración propia

Paso 3: Calculo de la Tarifa N° 2 (Tarifa Financiera)

El cálculo de la Tarifa con financiamiento se puede calcular con la sgt. Operación:

$$\text{Tarifa mín N°2 (Bs/m}^3\text{)} = \text{Ingreso minimo (Bs/año)} / \text{Demanda de agua (m}^3\text{/año)}$$

En este caso el Ingreso mínimo anual, representa los costos de obtención que se deberá cubrir con el ingreso, como se puede ver en el flujo de caja estos ingresos no son constantes hasta después de cancelar las amortizaciones e intereses por el financiamiento de la inversión inicial. En el cuadro N° 5.5 se presenta las tarifas anuales mínimas, tarifas superiores producen utilidades.

Cuadro N° 5.5 Cálculo de Tarifas Con Financiamiento

Año	Periodo	Demanda de agua para riego	Ingresos por dotación de agua para riego	Tarifa N° 2
		m3	Bs	Bs/m3
2012	0			
2013	1	392,855.73	382,876.31	0.97
2014	2	392,855.73	558,106.41	1.42
2015	3	392,855.73	547,592.60	1.39
2016	4	392,855.73	537,078.80	1.37
2017	5	392,855.73	526,564.99	1.34
2018	6	392,855.73	516,051.18	1.31
2019	7	392,855.73	505,537.38	1.29
2020	8	392,855.73	495,023.57	1.26
2021	9	392,855.73	484,509.77	1.23
2022	10	392,855.73	473,995.96	1.21
2023	11	392,855.73	463,482.15	1.18
2024	12	392,855.73	452,968.35	1.15
2025	13	392,855.73	442,454.54	1.13
2026	14	392,855.73	431,940.74	1.10
2027	15	392,855.73	421,426.93	1.07
2028	16	392,855.73	235,683.02	0.60
2029	17	392,855.73	235,683.02	0.60
2030	18	392,855.73	235,683.02	0.60
2031	19	392,855.73	235,683.02	0.60
2032	20	392,855.73	235,683.02	0.60

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar en el cuadro anterior que la tarifa varía los años en los que es necesario pagar las amortizaciones de capital y los gastos financieros (intereses) el primer año es menor al segundo por el año de gracia concedido en el financiamiento, a partir del año 2 la tarifa va decreciendo hasta el año 15 donde se liquida la deuda de inversión, a partir del año 16 la tarifa reduce a 0.60 Bs/m3.

Se debe tomar en cuenta que estas tarifas son las mínimas un incremento en ellas producirá utilidades.

Paso 4: Flujo de Caja Con Financiamiento

Como puede verse en el flujo de caja con financiamiento del cuadro No 5.6 para los ingresos y costos calculados en el paso 2, se obtiene: VAN (6%) = 0, TIR = 6%, relación Beneficio / Costo B/C = 1. Estos Indicadores muestran que el proyecto se encuentra en su punto de equilibrio. Tarifas superiores permitirán obtener utilidades.

Cuadro N° 5. 6 Flujo de caja Con Financiamiento

Tasa de descuento: i = 6%								
Año	Periodo	Ingresos por dotación de agua para riego	Costos totales	Flujo de Caja Neto	Factor de act.	Flujo de Caja Neto Actualizado		
		Bs	Bs	Bs		VAI	VAC	VAN
2012	0		2,453,221.41	-2,453,221.41	1.00		2,453,221.41	-2,453,221.41
2013	1	382,876.31	168,993.28	213,883.02	0.94	361,204.06	159,427.63	201,776.44
2014	2	558,106.41	344,223.39	213,883.02	0.89	496,712.72	306,357.59	190,355.13
2015	3	547,592.60	333,709.58	213,883.02	0.84	459,769.31	280,189.00	179,580.31
2016	4	537,078.80	323,195.77	213,883.02	0.79	425,416.71	256,001.32	169,415.39
2017	5	526,564.99	312,681.97	213,883.02	0.75	393,479.99	233,654.16	159,825.84
2018	6	516,051.18	302,168.16	213,883.02	0.70	363,795.72	213,016.63	150,779.09
2019	7	505,537.38	291,654.36	213,883.02	0.67	336,211.23	193,966.80	142,244.43
2020	8	495,023.57	281,140.55	213,883.02	0.63	310,583.91	176,391.06	134,192.85
2021	9	484,509.77	270,626.74	213,883.02	0.59	286,780.59	160,183.55	126,597.03
2022	10	473,995.96	260,112.94	213,883.02	0.56	264,676.87	145,245.71	119,431.16
2023	11	463,482.15	249,599.13	213,883.02	0.53	244,156.62	131,485.71	112,670.91
2024	12	452,968.35	239,085.33	213,883.02	0.50	225,111.39	118,818.08	106,293.31
2025	13	442,454.54	228,571.52	213,883.02	0.47	207,439.95	107,163.25	100,276.71
2026	14	431,940.74	218,057.71	213,883.02	0.44	191,047.80	96,447.14	94,600.67
2027	15	421,426.93	207,543.91	213,883.02	0.42	175,846.73	86,600.82	89,245.91
2028	16	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.39	92,775.75	8,581.49	84,194.26
2029	17	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.37	87,524.29	8,095.74	79,428.54
2030	18	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.35	82,570.08	7,637.49	74,932.59
2031	19	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.33	77,896.31	7,205.18	70,691.12
2032	20	235,683.02	21,800.00	213,883.02	0.31	73,487.08	6,797.34	66,689.74
TOTAL						5,156,487.11	5,156,487.11	0,00

Fuente: elaboración propia

Valor Actual Neto: VAN = VAI – VAC = 0,00.-Bs

Tasa Interna de retorno (%): 6 %

Ratio Beneficio Costo: B/C = VAI / VAC = 1,00

5.6.4 Tarifa 3 cubre únicamente los costos de operación y mantenimiento.

La tarifa que cubre únicamente los costos de operación y mantenimiento anual, sin la recuperación de la inversión se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{Tarifa mín N°3 (Bs/m}^3\text{)} = \text{Costo Op. y Mant. (Bs/año)} / \text{Demanda de agua (m}^3\text{/año)}$$

Donde:

$$\text{Costo Anual de Operación y mantenimiento} = 21.800,00.- \text{ Bs/año}$$

$$\text{Demanda Anual de agua para riego} = 392,855.73 \text{ m}^3\text{/año}$$

La tarifa mínima que cubre los costos de Op. y Mant. es de 0.06 Bs/m³

5.6.5 Relación de la tarifa con las utilidades del agricultor

Un análisis interesante es el que puede efectuarse comparando las utilidades por familia (agricultor) con la tarifa cobrada por la prestación del servicio de agua para riego; con el objeto de observar si esa tarifa puede ser cubierta por los ingresos que percibe cada familia producto de la comercialización de la producción destinada para la venta. Se entiende por utilidad a los ingresos que percibe cada familia por la venta de sus productos una vez descontados los costos de producción. Además, para el análisis se ha tomado en cuenta la utilidad incremental del agricultor; es decir, la diferencia de la utilidad con proyecto menos la utilidad sin proyecto.

En promedio, cada familia dispone de 5,220.98.- (Bs. / Año) libres de todo costo para pagar el consumo de agua para riego que efectúen.

Si se toma en cuenta la tarifa 1 de 0,60 Bs. / m³ que permite recuperar los costos de operación y mantenimiento y la inversión en el tiempo sin financiamiento, en promedio cada familia necesita gastar prácticamente el 36.7 % de su utilidad en el consumo de agua para riego.

Si se toma en cuenta la mayor tarifa 2 del cuadro N° 5.5 de 1,42 Bs. / m³ que permite recuperar los costos de operación y mantenimiento y la inversión en el tiempo con financiamiento, en promedio cada familia necesita gastar el 86.9 % de su utilidad en el consumo de agua para riego en el segundo periodo o año del proyecto, los siguientes años la tarifa se reduce hasta 1.07 Bs/m³ en el año 15 donde se termina de

cancelar la deuda y los costos financieros, a partir del año 16 al año 20 la tarifa se mantiene constante con 0.60 Bs/m³ que representa el 36.7 % de su utilidad en el consumo de agua para riego.

Considerando la Tarifa 3 de 0.06 Bs. / m³ que permite recuperar únicamente los costos de operación y mantenimiento, se tiene que cada familia necesita gastar, en promedio, 177.24 Bs. / Año para disponer del agua para riego; este costo significa el 3.4 % del ingreso incremental neto por venta de la producción, es decir no tendrían ningún inconveniente es asumir los costos de operación y mantenimiento.

Tarifa máxima que puede asumir una familia con los ingresos incrementales generados por la venta de producción agrícola

Los beneficiarios pueden pagar con el ingreso incremental neto de 642,180.09 Bs/año el consumo anual de agua para riego de 368.386,23 m³/año con una Tarifa máxima de 1.63 Bs. / m³, si las familias pagaran una tarifa mayor se estaría subvencionando el proyecto.

Al no disponer del consumo de agua individual de cada familia éste análisis es un poco impreciso; de ahí que se tenga que trabajar con valores promedio que tal vez no representen la realidad de cada familia, pudiendo muchas de ellas hacer frente al consumo de agua con sus utilidades sin ningún inconveniente.

Cuadro N° 5. 7 Relación de las tarifas con las utilidades del agricultor

Año	Periodo	Tarifa N° 1	Costo x demanda de agua para riego	Costo x Flia x año	Ingreso x Flia x año	% del Costo Respecto al Ingreso neto	Ingreso > Costo
		Bs/m3	Bs/ año	Bs/(flia x año)	Bs/(flia x año)	%	
2012 - 2032	1 - 20	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!

Año	Periodo	Tarifa N° 2	Costo x demanda de agua para riego	Costo x Flia x año	Ingreso x Flia x año	% del Costo Respecto al Ingreso neto	Ingreso > Costo
		Bs/m3	Bs/ año	Bs/(flia x año)	Bs/(flia x año)	%	
2012	0						
2013	1	0.97	382,876.31	3,112.82	5,220.98	59.6%	¡OK!
2014	2	1.42	558,106.41	4,537.45	5,220.98	86.9%	¡OK!
2015	3	1.39	547,592.60	4,451.97	5,220.98	85.3%	¡OK!
2016	4	1.37	537,078.80	4,366.49	5,220.98	83.6%	¡OK!
2017	5	1.34	526,564.99	4,281.02	5,220.98	82.0%	¡OK!
2018	6	1.31	516,051.18	4,195.54	5,220.98	80.4%	¡OK!
2019	7	1.29	505,537.38	4,110.06	5,220.98	78.7%	¡OK!
2020	8	1.26	495,023.57	4,024.58	5,220.98	77.1%	¡OK!
2021	9	1.23	484,509.77	3,939.10	5,220.98	75.4%	¡OK!
2022	10	1.21	473,995.96	3,853.63	5,220.98	73.8%	¡OK!
2023	11	1.18	463,482.15	3,768.15	5,220.98	72.2%	¡OK!
2024	12	1.15	452,968.35	3,682.67	5,220.98	70.5%	¡OK!
2025	13	1.13	442,454.54	3,597.19	5,220.98	68.9%	¡OK!
2026	14	1.10	431,940.74	3,511.71	5,220.98	67.3%	¡OK!
2027	15	1.07	421,426.93	3,426.24	5,220.98	65.6%	¡OK!
2028	16	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!
2029	17	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!
2030	18	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!
2031	19	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!
2032	20	0.60	235,683.02	1,916.12	5,220.98	36.7%	¡OK!

Año	Periodo	Tarifa N° 3	Costo x demanda de agua para riego	Costo x Flia x año	Ingreso x Flia x año	% del Costo Respecto al Ingreso neto	Ingreso > Costo
		Bs/m3	Bs/ año	Bs/(flia x año)	Bs/(flia x año)	%	
2012 - 2032	1 - 20	0.06	21,800.00	177.24	5,220.98	3.4%	¡OK!

Tabla de contenido

5	EVALUACION DEL PROYECTO	186
5.1	FACTIBILIDAD TÉCNICA	186
5.2	FACTIBILIDAD PRIVADA Y SOCIOECONÓMICA.....	187
5.2.1	<i>Indicadores Privados.....</i>	<i>189</i>
5.2.2	<i>Indicadores Socioeconomicos.....</i>	<i>190</i>
5.3	FACTIBILIDAD SOCIAL.....	190
5.4	FACTIBILIDAD AMBIENTAL	191
5.5	SUPUESTOS Y RIESGOS IMPLICADOS.....	192
5.5.1	<i>Análisis de Sensibilidad.....</i>	<i>192</i>
5.5.2	<i>Análisis de Sensibilidad a precios privados.....</i>	<i>193</i>
5.5.3	<i>Análisis de Sensibilidad a precios sociales.....</i>	<i>193</i>
5.6	FACTIBILIDAD FINANCIERA.....	194
5.6.1	<i>Introducción.....</i>	<i>194</i>
5.6.2	<i>Tarifa 1 cubre los costos de Op. y Mant. & Inversión sin financiamiento.....</i>	<i>196</i>
5.6.3	<i>Tarifa 2 cubre costos de Op. y Mant. & Inversión con Financiamiento.</i>	<i>198</i>
5.6.4	<i>Tarifa 3 cubre únicamente los costos de operación y mantenimiento.</i>	<i>203</i>
5.6.5	<i>Relación de la tarifa con las utilidades del agricultor.....</i>	<i>203</i>
	CUADRO Nº 5. 1 DEMANDA DE AGUA PARA RIEGO EN (M3).....	195
	CUADRO Nº 5. 2 FLUJO DE FONDOS NETO TARIFA 1	198
	CUADRO Nº 5. 3 FINANCIAMIENTO DE INVERSIÓN	199
	CUADRO Nº 5. 4 INGRESOS Y COSTOS PARA FLUJO DE CAJA TARIFA Nº2	200
	CUADRO Nº 5. 5 CÁLCULO DE TARIFAS CON FINANCIAMIENTO	201
	CUADRO Nº 5. 6 FLUJO DE CAJA CON FINANCIAMIENTO	202
	CUADRO Nº 5. 7 RELACIÓN DE LAS TARIFAS CON LAS UTILIDADES DEL AGRICULTOR	205

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- ☑ Los análisis realizados muestran, entre otros factores la calidad y disponibilidad de agua y el tipo de suelos son los adecuados para el proyecto que se intenta realizar. Además, se mantiene la tecnología tradicional, riego por surcos, debido a que es la apropiada convencionalmente. El volumen de agua disponible es más que suficiente dados los requerimientos de agua de los cultivos. En consecuencia se trata de un proyecto viable, desde el punto de vista agronómico y de ingeniería.
- ☑ La inversión permite cultivar sobre una superficie de 55.55 hectáreas (área beneficiada del proyecto), producto de una siembra en el año, mejorando los ingresos de la población, se generarán empleos directos e indirectos en la etapa de construcción que tiene una duración de 356 días calendario.
- ☑ De la evaluación privada para un horizonte de 20 años se extrae los indicadores costo beneficio que muestran que el proyecto es rentable y genera ingresos.
 - ✓ Valor Actual Neto Privado : $VANP = 1,511,822.98 \text{ (Bs.)} > 0$
 - ✓ Tasa Interna de Retorno Privada : $TIRP = 21.18 (\%) > 12.81\%$
 - ✓ Relación Beneficio / Costo : $RBC = 1.29 > 1$
- ☑ De la evaluación socioeconómica para un horizonte de 20 años se extrae los indicadores costo beneficio que muestran que el proyecto es rentable y genera ingresos.
 - ✓ Valor Actual Neto Social : $VANs = 2,393,500.06 \text{ (Bs.)} > 0$
 - ✓ Tasa Interna de Retorno Social : $TIRs = 28.46 (\%) > 12.67\%$
 - ✓ Relación Beneficio / Costo : $RBC = 1.55 > 1$
- ☑ Los indicadores costo eficiencia privado estimados son:
 - ✓ CAEp/Población: 5,893.23.- (Bs./ Flia.) o 844.30 (\$us./ Flia.)

- ✓ CAEp/area incr.: 18,775.52.- (Bs./ Ha.) o 2,689.90 (\$us./ Ha.)
- ✓ Costo de Inversión / Hectárea: 60,973.82 (Bs./ Ha.) o 8,735.50 (\$us./ Ha.)
- ✓ Costo de Inversión / familia: 19,138.36 (Bs./ Flia.) o 2,741.89 (\$us./ Flia.)

El parámetro de calificación económica “costo directo de inversión por hectárea” es mayor al referencial de 3081.33 \$us/ha. No obstante los indicadores socioeconómicos reflejan un proyecto benéfico desde el punto de vista de país.

- ☑ Los indicadores costo eficiencia social
- ✓ CAEs/Población: 4,911.32.- (Bs./ Flia) o 703.63 (\$us./ Flia.)
- ✓ CAEs/area incr.: 15,647.21.- (Bs./ Ha.) o 2,241.72 (\$us./ Ha.)
- ☑ Las tarifas calculadas que permiten recuperar los costos y la inversión en el tiempo, corresponden a las tarifas mínimas requeridas haciendo que los indicadores costo beneficio del flujo de caja se encuentre en su punto de equilibrio (de ahí que el VAN es igual a cero). Estas tarifas mínimas son inferiores a la tarifa máxima que se puede pagar con los ingresos incrementales, esta diferencia hace que el proyecto sea viable financieramente
- ☑ Ambientalmente es viable, ya que no afecta el medio ambiente, los impactos son mínimos y transitorios.

6.2 RECOMENDACIONES

- ☑ Se recomienda Ejecutar la inversión, de acuerdo a los indicadores de factibilidad analizados en la evaluación del proyecto, teniendo en cuenta que los recursos utilizados serán asignados de una manera eficiente.
- ☑ Dadas las características del diseño se debe considerar en otra face del proyecto la implementación de riego presurizado (riego por goteo, aspersión), debido a que en el presente diseño cuenta con las condiciones necesarias para la implementación de este tipo de sistemas. Su elección se fundamenta sobre la base de que este sistema permite entregar agua a las raíces de los cultivos entregando caudales reducidos y constantes, manteniendo la humedad correspondiente a su capacidad

de retención sin exceder de este límite. Como ventaja el método presenta la posibilidad de dosificar mejor el agua, reducir costosas labores de nivelación y preparación de suelo, facilitar la mecanización de las labores del cultivo y reducir la mano de obra, además de disminuir las pérdidas por evaporación. Permite la mejor utilización de las aguas con una eficiencia de riego del 90%.

- ☑ Se deberá organizar el comité de riego, para que esté bajo su responsabilidad el manejo y mantenimiento del mismo con el objeto de realizar un uso organizado, adecuado y racional del agua dándole sostenibilidad a los subsistemas.
- ☑ Se recomienda realizar las pruebas de infiltración y medición de los tiempos de avance en los suelos destinados al cultivo de todos los subsistemas, con el fin de optimizar la programación de riego propuesta en el proyecto.
- ☑ El mantenimiento será ejecutado por los usuarios, el mismo que deberá consistir mínimamente en los siguientes aspectos, limpieza de las obras de toma, desarenador, cámaras de purga, la limpieza se las realizará con mayor frecuencia en época de lluvias donde se presenta un mayor arrastre de sedimentos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	206
6.1 CONCLUSIONES.....	206
6.2 RECOMENDACIONES.....	207